



Universidad Autónoma Metropolitana
Unidad Azcapotzalco

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE MARCOS A
MOMENTO DE ACERO CON CONEXIONES
SEMIRRÍGIDAS COMPUESTAS

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

P R E S E N T A

JOSÉ ERNESTO MORA JUÁREZ

DIRECTOR DE TESIS: **DR. TIZIANO PEREA OLVERA**

MÉXICO, D. F.

FEBRERO DE 2015

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE MARCOS A MOMENTO DE ACERO CON CONEXIONES SEMIRRÍGIDAS COMPUESTAS

Maestría en Ingeniería Estructural

JOSÉ ERNESTO MORA JUÁREZ

Departamento de Ciencias Básicas e Ingeniería

Posgrado en Ingeniería Estructural

UNIVERSIDAD AUTONOMA METROPOLITANA

México, Distrito Federal

Febrero de 2015

Agradecimientos

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) por la gran tarea que hace al apoyar los estudios de posgrado de tantos mexicanos.

A la Universidad Autónoma Metropolitana por haber sido mi casa de estudios durante estos dos años.

Al Dr. Tiziano Perea Olvera por tantas horas que dedicó a ésta tesis.

Al Prof. Roberto T. Leon (Virginia Tech) por sus aportaciones a ésta tesis y por haberme dado la oportunidad de hacer una estancia en el extranjero.

A mis sinodales, Dr. Oscar Manuel González Cuevas, Dr. Rodolfo Valles Mattox y Dr. Tiziano Perea Olvera por haberse dado el tiempo de leer ésta tesis.

A todos mis profesores por compartir su conocimiento y quienes siempre tuvieron toda la disposición de atender mis dudas.

A mis padres y hermano por su apoyo incondicional.

RESUMEN

Esta investigación estudia con detalle un tipo de conexión semirrígida, conocida en la literatura internacional como *Partially-Restrained Composite Connections* (PRCC). Para cumplir este objetivo, primero se realizaron calibraciones analíticas a resultados experimentales de conexiones PRCC ensayadas en laboratorio; enseguida, a partir de análisis no lineales estáticos y dinámicos, se estudia la influencia de las conexiones PRCC en el comportamiento de marcos a momento de acero ante cargas sísmicas características locales. Los resultados de los análisis no-lineales señalan que las conexiones PRCC son potencialmente aplicables a marcos a momento de acero de baja altura ubicados en zona firme y de transición del Distrito Federal.

Palabras clave: diseño sísmico, conexiones, marcos a momento de acero, conexiones compuestas, conexiones semirrígidas compuestas.

ABSTRACT

A type of semi-rigid connection, best known as *Partially-Restrained Composite Connections* (PRCC), is examined in detail in this research. To meet this goal, analytical calibrations from experimental results of PRCC connections that have been tested on laboratory is performed; then, the influence of PRCC connections on the behavior of rigid frames under local seismic loads through nonlinear static and dynamic analysis is studied. Nonlinear analysis results point out that PRCC connections are potentially applicable to low high moment frames located at both hard and intermediate sites of Mexico City.

Keywords: seismic design, connections, steel frames, composite connections, partially restrained connections.

CONTENIDO

Resumen	I
Abstract.....	I
1. Introducción	1
1.1. Planteamiento del problema.....	1
1.2. Objetivos.....	2
1.3. Metodología y alcances.....	2
1.4. Organización de la tesis	3
2. Antecedentes	5
2.1. Clasificación de conexiones de acero	6
2.1.1. Clasificación de las conexiones según su rigidez.....	7
2.1.2. Clasificación de las conexiones según su resistencia	10
2.1.3. Clasificación de las conexiones según su ductilidad.....	11
2.2. Conexiones semirrígidas ante carga gravitacional.....	12
2.3. Especificaciones relativas al diseño de conexiones semirrígidas	14
2.3.1. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTC-EM 2004)	14
2.3.2. Especificaciones del AISC	15
2.3.3. Eurocódigo 3: Diseño de estructuras de acero.....	16
3. Conexiones semirrígidas compuestas (PRCC).....	17
3.1. Introducción	17
3.2. Consideración de las conexiones PRCC en el análisis	18
3.3. Consideraciones de diseño de conexiones semirrígidas compuestas.....	21
3.3.1. Rigidez de la viga	21
3.3.2. Ángulo de asiento	22
3.4. Detallado	23
4. Diseño de edificios	27
4.1. Estructuras diseñadas	27
4.1.1. Características de los edificios diseñados.....	27
4.2. Diseño	28

4.2.1.	Análisis modal espectral	30
5.	Modelo estructural para los análisis inelásticos	35
5.1.	Introducción	35
5.2.	Idealización del modelo	35
5.1.	Modelo en OpenSees	37
5.1.1.	Modelos constitutivos de los materiales	39
5.1.2.	Vigas compuestas	41
5.1.3.	Columnas	42
5.1.4.	Resortes IK en extremos de columna	44
5.1.5.	Resorte en el panel.....	45
5.1.6.	Pinching4 (Resortes PRCC)	49
6.	Calibración en OpenSees	53
6.1.	Prueba de Leon-Ammerman	53
6.2.	Prueba de Leon-McCauley	58
7.	Análisis no lineales	63
7.1.	Análisis con valores propios	63
7.2.	Análisis estático monotónico no lineal	63
7.3.	Instantáneas de fluencia en los tres arquetipos	70
7.4.	Análisis estático cíclico no lineal.....	75
7.5.	Análisis dinámico no lineal.....	77
7.5.1.	Acelerogramas estudiados	77
7.5.1.	Corrección de línea base en acelerogramas	82
7.5.1.	Escalado de acelerogramas	82
7.5.2.	Amortiguamiento de Rayleigh	86
7.5.3.	Demandas de Distorsiones de entrepiso.	87
7.6.	Incursión inelástica con algunos acelerogramas	91
8.	Conclusiones y recomendaciones	95
8.1.	Conclusiones	95
8.2.	Recomendaciones de diseño	97
8.3.	Estudios a futuro	98
	Referencias	101

Apéndice A.	Comandos en OpenSees.....	A-1
Apéndice B.	Resultados del análisis para el arquetipo 4SMF1	B-1

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Definición de las características de rigidez, resistencia y ductilidad en la curva momento rotación de una conexión semirrígida típica (AISC 2010a).....	7
Figura 2.2. Clasificación de una conexión rígida (FR), semirrígida (PR) y simple (AISC 2010a)	8
Figura 2.3. Línea de viga con curva de conexión y rigidez secante (Geschwindner 2005).....	10
Figura 2.4. Clasificación de conexiones a partir de su curva momento-rotación de acuerdo a la clasificación de Bjorhovde (Xu 2005).....	11
Figura 2.5. Clasificación de conexiones a partir de su curva momento-rotación de acuerdo al Eurocódigo 3 (Xu 2005).	12
Figura 2.6—Conexiones simples, semirrígidas y rígidas (Bresler, Lin y Scalzi 1970).....	13
Figura 3.1. Conexión semirrígida compuesta (C. O. Rex 2009).....	17
Figura 3.2. Curva M- θ para de una conexión PRCC típica	20
Figura 3.3. (a) Articulaciones plásticas en mecanismo de colapso (León, Hoffman y Staeger 1996). (b) Marco semirrígido con conexión en barlovento descargando y sotavento cargando (Chen, Kishi y Komuro 2011)	21
Figura 3.4. Distribución de fuerzas en una PRCC. (R. T. Leon 1998)	22
Figura 3.5. Requerimientos de detalle (vista en planta). (León, Hoffman y Staeger 1996).....	24
Figura 3.6. Requerimientos de detalle (vista en elevación). (León, Hoffman y Staeger 1996)	24
Figura 3.7. Mecanismo de transferencia de losa a columna (C. O. Rex 2009).....	25
Figura 4.1. Planta típica de todos los edificios	29
Figura 4.2. Elevación de edificios diseñados.....	29
Figura 4.3. Distorsiones de diseño de edificio 4OMF1	31
Figura 4.4. Distorsiones de diseño de edificio 4SMF1	31
Figura 4.5. Distorsiones de diseño de edificio 8SMF2	32
Figura 5.1. Planta típica de todos los edificios	36
Figura 5.2. Idealización de modelos viga-columna (Deierlein, Reinhorn y Willford 2010)	37
Figura 5.3. Marco típico a evaluar. (Elevación de la Figura 5.1)	38
Figura 5.4. Detalle de la unión viga-columna en Crujía x, Piso y	39
Figura 5.5. Material Steel01 (OpenSees 2.4.4 2014).....	40
Figura 5.6. Material Steel02 (OpenSees 2.4.4 2014).....	40
Figura 5.7. Material Concrete02 (OpenSees 2.4.4 2014).	41
Figura 5.8. Histéresis típica de esfuerzo-deformación del material Concrete02 (OpenSees 2.4.4 2014).	41
Figura 5.9. Modelo de deterioro Ibarra-Krawinkler modificado (Ver Tabla A.1).....	44
Figura 5.10. Contribución de vigas, columnas y panel al desplazamiento lateral (Hamburger, y otros 2009). 46	
Figura 5.11. (a) Deformación en la zona del panel (Hamburger, y otros 2009). (b) Efecto de distorsión excesiva (Krawinkler 1978)	47
Figura 5.12. Relación fuerza-deformación típica de un panel (Hamburger, y otros 2009)	47
Figura 5.13. Relación trilateral cortante-deformación para la zona del panel o tablero (Gupta y Krawinkler 1999)	49
Figura 5.14. Definición de la curva esfuerzo-deformación de un panel en OpenSees	49
Figura 5.15. Definición del material uniaxial Pinching4.....	50
Figura 5.16. Ensamble de ecuaciones (3.1) y (3.2) y material Pinching4.	51
Figura 6.1. Vista general de espécimen SRCF2C (Ammerman y Leon 1987)	53
Figura 6.2. Secuencia de carga Leon-Ammerman.....	55
Figura 6.3. Curva carga-distorsión. Leon-Ammerman (negro), OpenSees (rojo).	56
Figura 6.4. Curva momento-rotación de PRCC externa, crujía izquierda. Leon-Ammerman (negro), OpenSees (rojo).....	56

Figura 6.5. Curva momento-rotación de PRCC interna, crujía izquierda. Leon-Ammerman (negro), OpenSees (rojo).....	57
Figura 6.6. Curva momento-rotación de PRCC interna, crujía derecha. Leon-Ammerman (negro), OpenSees (rojo).....	57
Figura 6.7. Curva momento-rotación de PRCC externa, crujía derecha. Leon-Ammerman (negro), OpenSees (rojo).....	58
Figura 6.8. Vista general de espécimen SRCC3C (McCauley y Leon 1988).....	58
Figura 6.9. Detalle de la conexión de experimento (McCauley y Leon 1988).	59
Figura 6.10. Secuencia de carga. Leon-McCauley	60
Figura 6.11. Curva carga-distorsión. Leon-McCaulay (negro), OpenSees (rojo).....	60
Figura 6.12. Curva momento-rotación de PRCC oeste. Leon-McCaulay (negro), OpenSees (rojo).....	61
Figura 6.13. Curva momento-rotación de PRCC este. Leon-McCaulay (negro), OpenSees (rojo).....	61
Figura 7.1. Curva no lineal Pushover idealizada (FEMA P695 2009)	64
Figura 7.2. Pushover arquetipo 4SMF1	66
Figura 7.3. Distorsiones por piso de pushover arquetipo 4SMF1.....	66
Figura 7.4. Pushover arquetipo 4OMF1	67
Figura 7.5. Distorsiones por piso de pushover arquetipo 4OMF1	67
Figura 7.6. Pushover arquetipo 8SMF2.....	68
Figura 7.7. Distorsiones por piso de pushover arquetipo 8SMF2.....	68
Figura 7.8. Referencia para determinar el porcentaje de incursión inelástica. (a) envolvente de conexión PRCC. (b) Envolvente del panel. (c) Envolvente de resortes IK para las columnas.	71
Figura 7.9. Secuencia de carga para pushover cíclico	75
Figura 7.10. Comparación entre pushover monotónico y cíclico. (a) Arquetipo 4SMF1, (b) Arquetipo 4OMF1, (c) Arquetipo 8SMF2.....	77
Figura 7.11. Espectros sin nivelar y espectro elástico en suelo $T_s=1$ s.	83
Figura 7.12. Espectros nivelados al espectro de diseño para suelo $T_s=1$ s.	83
Figura 7.13. Respuesta media de espectros nivelados para suelo $T_s=1$ s.	84
Figura 7.14. Espectros sin nivelar y espectro elástico en suelo $T_s=2$ s	85
Figura 7.15. Espectros nivelados al espectro de diseño para suelo $T_s=2$ s.....	85
Figura 7.16. Respuesta media de espectros nivelados para suelo $T_s=2$ s.	86
Figura 7.17. Variación del amortiguamiento de Rayleigh con la frecuencia natural (Chopra 2011).	87
Figura 7.18. Periodo de los arquetipos junto a su respectivo espectro elástico de diseño. (a) Periodo fundamental de los arquetipos 4SMF1 y 4OMF1. (b) Periodo fundamental del arquetipo 8SMF2.	88
Figura 7.19. Distorsiones máximas arquetipo 4SMF1	89
Figura 7.20. Distorsiones máximas arquetipo 4OMF1	90
Figura 7.21. Distorsiones máximas arquetipo 8SMF2	91
Figura 7.22. Deformaciones máximas con registro de Beverly Hills en arquetipo 4SMF1	92
Figura 7.23. Deformaciones máximas con registro de Tlahuac (TLHB) en arquetipo 4OMF1	93
Figura 7.24. Deformaciones máximas con registro de Tlahuac (TLHB) en arquetipo 8SMF2.....	94
 Figura B.1. Distorsión tiempo-historia de entrepiso ante sismo de SCT-1985.....	B-3
Figura B.2. Deformaciones máximas durante el registro de SCT-1985	B-4

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Clasificación de conexiones según su rigidez	9
Tabla 2.2. Clasificación de conexiones según su resistencia.....	10
Tabla 4.1. Periodos de edificios diseñados	30
Tabla 4.2. Relación de resistencia conexión-viga a una rotación de 20 mili-radianes	33
Tabla 4.3. Propiedades de elementos y conexiones de marcos internos (valores en pulgadas).....	34
Tabla 6.1. Valores obtenidos una vez calibrado el experimento (Ammerman y Leon 1987).....	55
Tabla 6.2. Valores obtenidos una vez calibrado el experimento (McCauley y Leon 1988)	59
Tabla 7.1. Periodos de los marcos obtenidos con OpenSees y ETABS.....	63
Tabla 7.2. Parámetros de referencia para establecer porcentajes de deformación inelástica	70
Tabla 7.3. Instantáneas de fluencia en los arquetipos en tres puntos distintos de la curva pushover monotónico.....	73
Tabla 7.4. Datos sísmológicos de acelerogramas Mexicanos.....	80
Tabla 7.5. Parámetros de intensidad de acelerogramas Mexicanos	80
Tabla 7.6. Características de acelerogramas exteriores	81
Tabla 7.7. Desplazamientos laterales máximos en centímetros del arquetipo 4SMF1	89
Tabla 7.8. Desplazamientos laterales máximos en centímetros del arquetipo 4OMF1	90
Tabla 7.9. Desplazamientos laterales máximos en centímetros del arquetipo 8SMF2	90
 Tabla A.1. Definición de los parámetros de entrada para el Modelo de deterioro Ibarra-Krawinkler modificado (OpenSees 2.4.4 2014).	A-1
Tabla A.2. Parámetros de entrada para Hysteretic Material (OpenSees 2.4.4 2014).....	A-2
Tabla A.3. Parámetros para la definición de la curva carga-deformación del material Pinching4 (OpenSees 2.4.4 2014).....	A-2
Tabla B.1. Curvas M- θ (Ton-m-rad) de conexiones PRCC por piso del arquetipo 4SMF1 ante pushover monotónico.....	B-5
Tabla B.2. Curvas V- γ (Ton-rad) del panel por piso del arquetipo 4SMF1 ante pushover monotónico	B-6
Tabla B.3. Curvas M- θ (Ton-m-rad) de resortes IK por piso del arquetipo 4SMF1 ante pushover monotónico.....	B-7
Tabla B.4. Curvas M- θ (Ton-m-rad) de conexiones PRCC por piso del arquetipo 4SMF1 ante pushover cíclico	B-9
Tabla B.5. Curvas V- γ (Ton-rad) del panel por piso del arquetipo 4SMF1 ante pushover cíclico.....	B-10
Tabla B.6. Curvas M- θ (Ton-m-rad) de resortes IK por piso del arquetipo 4SMF1 ante pushover cíclico...	B-11
Tabla B.7. Curvas M- θ (Ton-m-rad) de conexiones PRCC por piso del arquetipo 4SMF1 ante acelerograma de SCT	B-13
Tabla B.8. Curvas V- γ (Ton-rad) del panel por piso del arquetipo 4SMF1 ante acelerograma de SCT.....	B-14
Tabla B.9. Curvas M- θ (Ton-m-rad) de resortes IK por piso del arquetipo 4SMF1 ante acelerograma de SCT	B-15

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema

En la práctica profesional de México, se suele considerar que los marcos con conexiones semirrígidas son inapropiados para propósitos de diseño sísmico, principalmente debido a su excesiva flexibilidad. Sin embargo, investigaciones analíticas y experimentales recientes indican que, bajo ciertas condiciones, los marcos con conexiones semirrígidas pueden ser usados satisfactoriamente en zonas sísmicas. Las ventajas de usar conexiones semirrígidas en marcos a momento de acero han sido bien aprovechadas en varios países, especialmente en Estados Unidos y Europa. Desafortunadamente en México, es prácticamente inexistente el uso de conexiones semirrígidas en proyectos de la práctica profesional local.

La implementación de conexiones semirrígidas generalmente conduce a una reducción en los costos y el tiempo de construcción debido a que son muy fáciles de armar y montar. Adicionalmente, el uso de conexiones semirrígidas promueve una estructura más flexible, consiguiendo así un periodo fundamental mayor al que se tendría si se usaran conexiones rígidas; esto puede ser particularmente útil cuando quiere evitarse el efecto de resonancia.

Un problema que se tiene al tratar de implementar una de estas conexiones es que se necesitan datos experimentales o ecuaciones teóricas que permitan modelar el comportamiento de la conexión para establecer su rigidez y resistencia en el análisis y el diseño. Otra limitante está en que la mayoría de las bases de datos de experimentos reportan curvas momento-rotación ante cargas incrementales, con muy pocas ante carga cíclicas y/o sin el efecto de todos los componentes (e.g., el efecto de la losa de concreto).

Debido a la falta de suficientes datos experimentales de conexiones semirrígidas con carga cíclica y de la contribución de la losa, el número de conexiones con posibilidad a ser estudiadas se vio reducido. Después de explorar en la literatura internacional y en las bases de datos disponibles con ensayos experimentales sobre conexiones semirrígidas, se decidió evaluar el comportamiento de marcos a momento de acero con conexiones semirrígidas compuestas, la cual trabaja en conjunto con la losa de concreto reforzado para resistir flexión positiva y negativa. Esta conexión es conocida en la literatura internacional como *Partially Restrained Composite Connection* (PRCC), y el sistema estructural de marco rígido con conexiones PRCC es conocido en la literatura internacional como *Composite - Partially Restrained Moment Frames* (C-PRMF),

El presente trabajo pretende evaluar los alcances y las limitaciones para el diseño sísmico del sistema estructural a base de marcos a momento de acero con conexiones semirrígidas compuestas (C-PRMF) localizados en la Ciudad de México.

1.2. Objetivos

El objetivo general de esta tesis es:

- Evaluar el comportamiento sísmico de marcos a momento de acero con conexiones semirrígidas compuestas (C-PRMF), y su potencial uso en la ciudad de México.

Otros objetivos particulares son:

- Calibrar modelos con componentes no-lineales que capturen efectivamente la respuesta y el comportamiento observado en ensayos experimentales de conexiones semirrígidas compuestas (PRCC) que se reportan en la literatura.
- Determinar explícitamente la influencia de las conexiones semirrígidas compuestas (PRCC) en la respuesta no-lineal de marcos a momento de acero (C-PRMF), tomando en cuenta además el comportamiento inelástico de vigas, columnas y paneles.
- Estimar la máxima demanda de marcos a momento de acero con conexiones semirrígidas compuestas sujetos a fuerzas laterales incrementales, fuerzas laterales cíclicas, y fuerzas inerciales debidas al movimiento de su base.
- Evaluar los posibles alcances y limitaciones de diseño de marcos rígidos de acero con conexiones semirrígidas compuestas (C-PRMF).
- Proponer recomendaciones prácticas para el diseño sísmico de marcos rígidos de acero con conexiones semirrígidas compuestas (C-PRMF).

1.3. Metodología y alcances

Para cumplir los objetivos del presente proyecto, se realizaron las siguientes actividades:

- Evaluar los requerimientos para el análisis y diseño de conexiones semirrígidas en las diferentes especificaciones (e.g., NTC, AISC, EC3).
- Evaluar estudios previos que se reporten y documenten en la literatura internacional sobre conexiones semirrígidas.
- Recopilar datos de conexiones disponibles en la literatura especializada.
- Diseño de edificios de acero con 4 y 8 niveles situados en zonas sísmicas críticas de la ciudad de México, y con diferentes valores supuestos del factor de reducción Q . Los edificios se analizan usando el programa comercial ETABS, y se diseñan y detallan conforme a la sección G4 de la norma ANSI/AISC 341-10 (AISC 2010b) y la guía de diseño 8 del AISC (León, Hoffman y Staeger 1996).
- Calibración de modelos no-lineales de conexiones que simulen la respuesta documentada por ensayos experimentales sujetas a carga cíclica.
- Incorporar las conexiones que se calibran previamente en modelos analíticos de edificios diseñados para ser analizados ante cargas laterales incrementales, cargas cíclicas, y fuerzas dinámicas producidas por aceleraciones en la base.

- Evaluar y discutir los resultados que se generen a partir de los análisis inelásticos y, a partir de ellos, dar recomendaciones de diseño de acuerdo al comportamiento y a la respuesta estructural que se obtenga.

1.4. Organización de la tesis

El presente trabajo de investigación se organizó en ocho capítulos. En esta sección se describe brevemente la información contenida en cada uno de éstos.

El Capítulo 1 plantea la problemática a tratar, los objetivos del trabajo y la metodología a seguir.

El Capítulo 2 presenta una breve introducción a las conexiones semirrígidas de acero, donde se incluye la clasificación de las conexiones según sus características de rigidez, resistencia y ductilidad de acuerdo a diferentes sistemas de clasificación. Enseguida, se analiza el comportamiento de conexiones semirrígidas ante cargas gravitacionales y, finalmente, se presentan las especificaciones de conexiones semirrígidas en estructuras de acero de mayor envergadura en el mundo y en México.

El capítulo 3 presenta y discute el comportamiento de la conexión semirrígida compuesta (PRCC), conexión que se estudia a lo largo de la presente tesis. El capítulo expone consideraciones de análisis, diseño y detallado de las conexiones PRCC basado en la guía de diseño número 8 del AISC (León, Hoffman y Staeger 1996) y en las provisiones de diseño sísmico de la misma asociación (AISC 2010b).

En el capítulo 4 se describe el proceso de diseño de tres edificios propuestos que se analizan y diseñan considerando condiciones de carga y acciones particulares de la ciudad de México.

El modelo estructural para los análisis inelásticos se presenta en el capítulo 5 donde se expone una idealización de la conexión, columnas y paneles mediante resortes no-lineales equivalentes; el capítulo también describe los modelos constitutivos de los materiales y de los elementos no-lineales.

En el capítulo 6 se lleva a cabo la calibración del modelo no-lineal que reproduzca la respuesta experimental reportada de dos conexiones semirrígidas compuestas.

Los resultados de los análisis no-lineales estáticos con carga incremental y cíclica, así como los análisis dinámicos tiempo-historia, se reportan en el capítulo 7.

Finalmente, en el capítulo 8, se exponen las conclusiones, recomendaciones y posibles estudios a futuro.

2. ANTECEDENTES

Uno de los sistemas estructurales más utilizados y versátiles para la estructuración de edificios de acero es el marco rígido, en el cual las fuerzas gravitacionales y accidentales son soportadas y transferidas desde el sistema de piso a los elementos que componen el marco, es decir, a las columnas de acero (que conviene hacerlas continuas en la altura) y a las vigas principales (que se conectan en sus extremos a las columnas con rotación impedida, libre, o parcial). En marcos rígidos, las conexiones de estos elementos prefabricados representan uno de los aspectos más importantes en el diseño estructural del sistema, las cuales deben garantizar un comportamiento eficiente para soportar las demandas hasta que los elementos que se les permite un comportamiento inelástico, generalmente las vigas principales, disipen la energía que se requiera; en marcos dúctiles, la revisión de las conexiones viga-columna no es simple debido a que se requieren de análisis, diseño, detallado, fabricación, e inspección exhaustivos.

Así, en este trabajo de investigación, el término de conexión siempre se refiere a la unión de la viga principal de acero o compuesta a la columna continua de acero. En este trabajo, este término no se aplica a otros posibles tipos o configuraciones de conexiones entre miembros de acero estructural.

Inicialmente, la práctica del análisis y diseño de estructuras de acero se basó por muchos años en la simplificación del comportamiento de conexiones viga-columna a través de dos modelos idealizados; conexiones rígidas y articuladas. Aunque adoptar estos modelos idealizados nos lleva a una gran simplificación en el análisis y diseño estructural, de ninguna manera representa el comportamiento real de las conexiones. De hecho, la respuesta de la estructura puede ser completamente distinta a la esperada.

Observaciones experimentales han dado evidencia de que la mayoría de las conexiones usadas en la práctica poseen rigideces que caen entre los dos casos extremos de conexión rígida y simple. Es por esto que, en muchos casos, modelar las conexiones como semirrígidas sería una condición más realista en la estimación esperada del sistema estructural.

En general, el proceso de diseño por resistencia de marcos a momento de acero con conexiones semirrígidas consta de los siguientes pasos:

- Evaluar el comportamiento de las conexiones,
- Incorporar el comportamiento de las conexiones en el análisis,
- Diseñar los elementos y detallar las conexiones de acuerdo a las especificaciones aplicables,
- Verificar que no se exceden condiciones de servicio

2.1. Clasificación de conexiones de acero

En 1969, la especificación del AISC (American Institute of Steel Construction) clasificaba a los “tipos de construcción” como Tipo 1, 2 ó 3. La principal diferencia entre estos tres tipos radicaba en las conexiones entre vigas y columnas. La construcción Tipo 1 se refería a “marcos rígidos”, los cuales tienen suficiente rigidez para mantener los ángulos originales entre los miembros conectados. La construcción de Tipo 2 se refería a “marcos simples” en los cuales se asume que los extremos de las vigas están conectados para resistir únicamente fuerzas cortantes y normales, aunque son libres de rotar. La construcción de Tipo 3 correspondía a “marcos semirrígidos”, una condición intermedia entre los dos anteriores; es decir, con conexiones que desarrollan cierto nivel de resistencia a momento y que permiten cierto nivel de rotación entre los miembros conectados. Este último sistema se permitía si había una flexibilidad predecible y confiable, y la transferencia de momento debía ser documentada. En 1986, la especificación LRFD del AISC cambió la designación de Tipo 1 a FR (Fully Restrained), Tipo 2 a marcos simples, y Tipo 3 a PR (Partially Restrained).

El estándar Europeo de diseño de estructuras de acero, comúnmente llamado Eurocódigo 3 (2005), define tres tipos de marcos: continuos, simples, y semi-continuos. El código limita el uso de las conexiones semirrígidas dependiendo de muchos parámetros en el tipo de estructura, por ejemplo si se trata de marcos arriostrados o sin arriostramiento.

De manera similar, la vigente Norma Técnica Complementaria de Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTC 2004) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, clasifica a los marcos rígidos o estructuras continuas como estructuras Tipo 1, y a los marcos simples como estructuras Tipo 2. La condición intermedia es designada como marcos con conexiones “parcialmente restringidas”.

Dentro de los sistemas de clasificación de conexiones de acero más citados en la literatura internacional son los propuestos por Bjorhovde *et al.* (1990), el Eurocódigo 3 (2005) y la especificación ANSI/AISC 360-10 (AISC 2010a), en los cuales se toman en cuenta parámetros como la rigidez, la resistencia y la ductilidad de la conexión.

La Figura 2.1 muestra una curva generalizada momento-rotación ($M-\theta$) de una conexión entre una viga y una columna de acero, y de la cual generalmente se extraen los parámetros para clasificar las conexiones en términos de su rigidez, resistencia y ductilidad. La rigidez secante K_s , a cargas de servicio, es tomada como una propiedad índice de la rigidez de una conexión:

$$K_s = M_s / \theta_s \quad (2.1)$$

donde

M_s = momento a cargas de servicio

θ_s = rotación a cargas de servicio

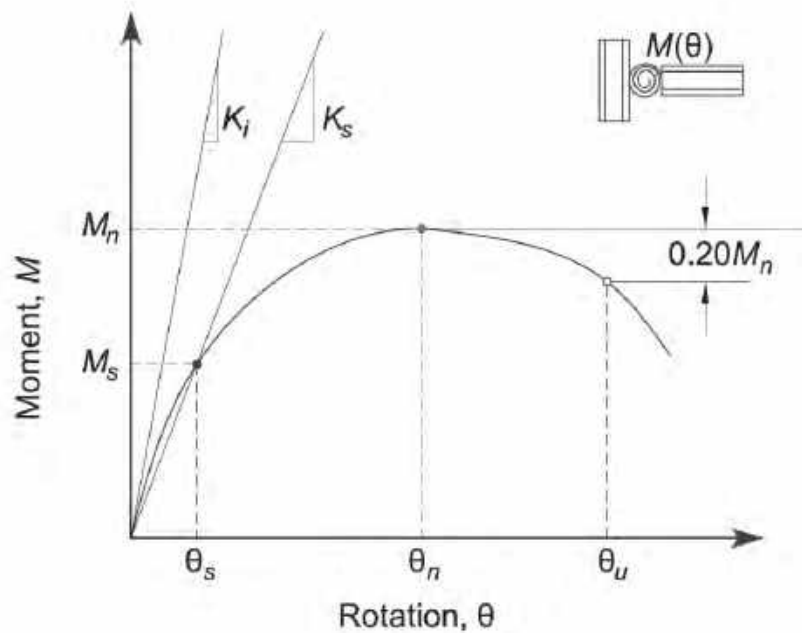


Figura 2.1. Definición de las características de rigidez, resistencia y ductilidad en la curva momento rotación de una conexión semirrígida típica (AISC 2010a).

2.1.1. Clasificación de las conexiones según su rigidez

La rigidez de la conexión se puede definir a partir de la tangente o secante de la curva momento-rotación ($M-\theta$). De acuerdo al valor obtenido de la rigidez, como se ilustra en la Figura 2.2, la conexión se puede clasificar en tres tipos: simples, semirrígidas y rígidas.

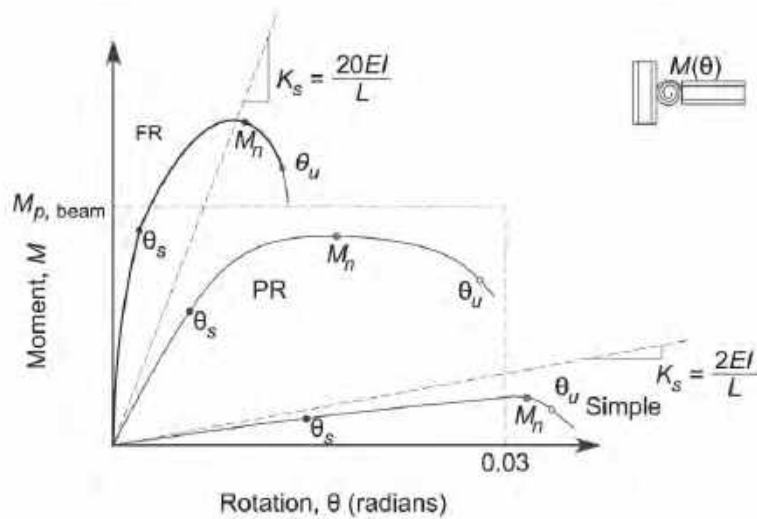


Figura 2.2. Clasificación de una conexión rígida (FR), semirrígida (PR) y simple (AISC 2010a)

(a) Conexiones simples

Una *conexión simple* (o conexión a cortante) está libre a rotar y, por lo tanto, transmite un momento muy pequeño que se considera despreciable. En el análisis de una estructura se puede asumir que una conexión simple permite rotación sin restricción entre los elementos conectados. Una conexión simple tendrá suficiente flexibilidad para satisfacer la rotación requerida y determinada por el análisis estructural.

(b) Conexiones rígidas (FR)

Una conexión rígida o *FR* (*Fully Restrained*) transfiere momento entre los miembros conectados con una rotación que puede ser despreciada; en el análisis se asume que la conexión no permite rotación. Una conexión rígida tendrá suficiente resistencia y rigidez para mantener el ángulo entre los elementos conectados a estados límites de esfuerzo.

(c) Conexiones semirrígidas (PR)

Una conexión semirrígida o *PR* (*Partially Restrained*) transfiere momentos pero la rotación entre los miembros conectados no es despreciada. En el análisis de la estructura, la respuesta fuerza-deformación de la conexión deberá ser incluida. Las

características de la respuesta de una conexión semirrígida deberán ser documentadas y respaldadas en la literatura o por medios analíticos o experimentales. Los elementos en conjunto de una conexión semirrígida deben tener suficiente resistencia, rigidez y capacidad de deformación a estados límites de esfuerzo.

Una de las similitudes que hay entre el sistema de clasificación de Bjorhovde y el Eurocódigo es que ambos utilizan la rigidez inicial K_i de la conexión mientras que el AISC usa la rigidez secante K_s bajo cargas de servicio M_s . La rigidez inicial de una conexión no puede describir de manera acertada el comportamiento que tendrá ante cargas de servicio, es por eso que la secante de la curva de rigidez es un índice más confiable. El sistema de Bjorhovde no depende de la longitud como es el caso del AISC y el Eurocódigo; este depende de la profundidad de la viga d (Tabla 2.1).

Tabla 2.1. Clasificación de conexiones según su rigidez

		Rígidas	Semirrígidas	Simple
Bjorhovde	Marco con y sin arriostramiento	$K_i \geq \frac{EI}{2d}$	$\frac{EI}{10d} < K_i < \frac{EI}{2d}$	$\frac{EI}{10d} \geq K_i$
Eurocódigo 3	Marco sin arriostramiento	$\frac{K_i L}{EI} \geq 25$	$0.5 < \frac{K_i L}{EI} < 25$	$\frac{K_i L}{EI} \leq 0.5$
	Marco arriostrado	$\frac{K_i L}{EI} \geq 8$	$0.5 < \frac{K_i L}{EI} < 8$	
AISC	Marco con y sin arriostramiento	$\frac{K_s L}{EI} \geq 20$	$2 < \frac{K_s L}{EI} < 20$	$\frac{K_s L}{EI} \leq 2$

2.1.1.1. Rigidez secante

En 1934, Batho y Rowan (Geschwindner 2005) propusieron un método gráfico llamado “línea de viga”, y el cual se ilustra en la Figura 2.3. La línea de viga se describe como aquella que une el punto que define la resistencia de la viga con conexión rígida (etiqueta FEM en Figura 2.3), y el punto que define la rotación de la viga con conexión simple (etiqueta θ_{simple} en Figura 2.3). Así, la rigidez secante se obtiene como la pendiente de la línea que se traza desde el origen al punto de intersección de la curva, es decir:

$$K = M/\theta \quad (2.2)$$

donde K es la rigidez (secante) de la conexión, mientras que M y θ son, respectivamente, el momento y la rotación de la conexión en el punto donde la curva $M-\theta$ intersecta la línea de viga (Figura 2.3).

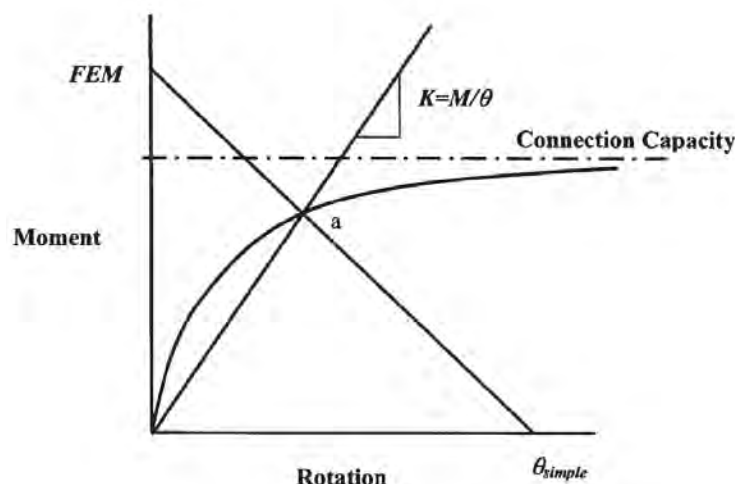


Figura 2.3. Línea de viga con curva de conexión y rigidez secante (Geschwindner 2005)

2.1.2. Clasificación de las conexiones según su resistencia

Que la conexión resista o no el momento plástico esperado de la viga (M_{pb} , resistencia objetivo o resistencia de la viga) define si ésta es de resistencia completa (FS) o de resistencia parcial (PS). Una condición básica de diseño en conexiones rígidas es que sean de resistencia completa (FS), es decir, que se desarrolle una articulación plástica en la viga sin que la conexión agote su capacidad. En el caso en que la conexión no alcance una resistencia de $0.2M_{pb}$ se considera (para fines de diseño) que tiene una resistencia nula a flexión (Tabla 2.2). Si la respuesta momento-rotación de la conexión no exhibe una pendiente horizontal definida, la resistencia puede ser tomada como el momento a una rotación de 0.02 radianes (León, Hoffman y Staeger 1996).

Tabla 2.2. Clasificación de conexiones según su resistencia

	Resistencia completa	Resistencia parcial	Resistencia nula
Bjorhovde	$M_n \geq 0.7M_{pb}$	$0.2M_{pb} < M_n < 0.7M_{pb}$	$M_n \leq 0.2M_{pb}$
Eurocódigo 3	$M_n \geq M_{pb}$	$0.25M_{pb} < M_n < M_{pb}$	$M_n \leq 0.25M_{pb}$
AISC	$M_n \geq M_{pb}$	$0.2M_{pb} < M_{n,\theta=0.02} < M_{pb}$	$M_{n,\theta=0.02} \leq 0.2M_{pb}$

2.1.3. Clasificación de las conexiones según su ductilidad

Las conexiones son clasificadas como frágiles o dúctiles basado en su capacidad de alcanzar cierta rotación plástica bajo demanda. Las rotaciones bajo demanda de una conexión varían de acuerdo a si son para marcos de uso ordinario (ductilidad baja), intermedio (ductilidad media) o especial (ductilidad alta).

La definición de ductilidad en el sistema de Bjorhovde, como se ilustra en la Figura 2.4, se basa en una línea que intersecta el eje de rotación normalizada en un valor de 2.7, con la resistencia de la conexión normalizada con la resistencia plástica de la viga a un valor igual a la unidad ($M' = M/M_p = 1$) en un valor de rotación normalizada de 1.2 (Bjorhovde, Colson y Brozzetti 1990). La rotación normalizada se define como la rotación de la conexión entre $M_p/(EI/5d)$, es decir $\theta' = \theta/(M_p 5d/EI)$, donde d es el peralte de la viga.

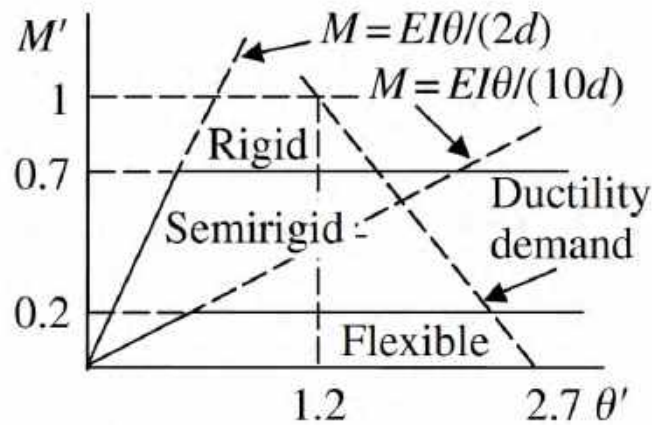


Figura 2.4. Clasificación de conexiones a partir de su curva momento-rotación de acuerdo a la clasificación de Bjorhovde (Xu 2005)

Como se ilustra en la Figura 2.5, la clasificación de ductilidad de una conexión del Eurocódigo es más sofisticada ya que el comportamiento de una conexión semirrígida está directamente relacionado al tipo de marco; arriostrado o no arriostrado (Eurocode 3 2005).

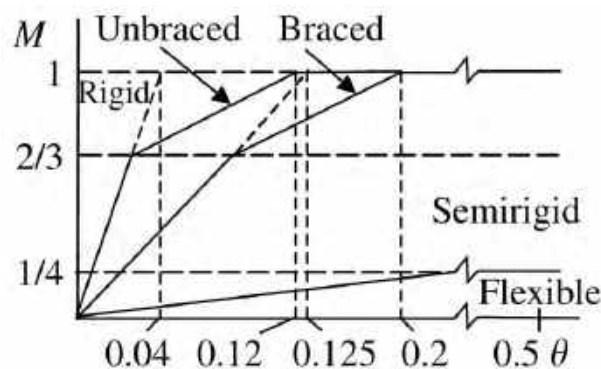


Figura 2.5. Clasificación de conexiones a partir de su curva momento-rotación de acuerdo al Eurocódigo 3 (Xu 2005).

De acuerdo con el AISC, la ductilidad de una conexión se puede representar mediante la capacidad de deformación que le permite desarrollar al sistema estructural, y que se define a través de la distorsión de entrepiso cuando la resistencia de la conexión ha caído a $0.8M_n$. Si en este punto la distorsión de entrepiso llega más allá de 0.03 radianes, la conexión se considera dúctil. Así, la norma de sismo ANSI/AISC 341-10 (AISC 2010b) requiere que la conexión sea capaz de acomodar una distorsión de entrepiso de al menos 0.02 para marcos intermedios o de ductilidad media, y de 0.04 para marcos especiales o de ductilidad alta.

2.2. Conexiones semirrígidas ante carga gravitacional

Si se considerara usar conexiones semirrígidas, los momentos máximos podrían reducirse considerablemente hasta un 50% de su totalidad. En la Figura 2.6 se puede ver que en el caso (b), una conexión seleccionada adecuadamente puede hacer que el momento extremo M_E sea igual al momento del centro M_C , de modo que el momento máximo $M = 1/2 (wL^2/8) = wL^2/16$. Entonces, el módulo de sección plástico requerido en el caso (b) es el 50% del requerido en el caso (a), y el 75 % del requerido en el (c); esto nos llevaría a secciones menores y por lo tanto menor costo.

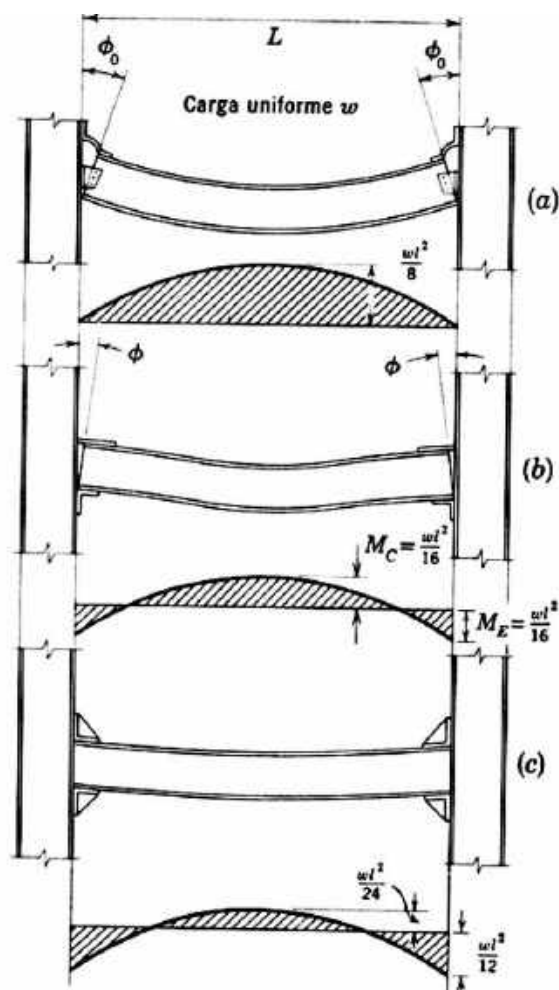


Figura 2.6—Conexiones simples, semirrígidas y rígidas (Bresler, Lin y Scalzi 1970)

La principal limitante del uso de conexiones semirrígidas es que no se sabe a ciencia cierta cómo será el comportamiento de la rigidez de cada una de estas conexiones. El uso de conexiones semirrígidas con un rango de rigidez aproximada de entre 60 a 75 por ciento está aumentando gradualmente. Cuando sea posible predecir exactamente el porcentaje de rigidez de diversas conexiones y se disponga de mejores métodos de diseño, probablemente estas conexiones serán muy comunes (McCormac 2013).

La influencia de conexiones semirrígidas en el análisis estructural no solamente es en el cambio de distribución de momentos entre vigas y columnas sino además en el incremento de la distorsión del marco y el incremento del efecto $P-\Delta$ (Chen, Goto y Liew 1996), aunque se ha demostrado que una conexión semirrígida ensamblada de manera correcta puede aportar un comportamiento similar o superior a una completamente rígida ante cargas sísmicas (Rassati *et al.* 2004).

En la práctica profesional del país, se suele considerar que los marcos con conexiones semirrígidas son inapropiados para propósitos de diseño sísmico, principalmente debido a su excesiva flexibilidad. Sin embargo, investigaciones analíticas y experimentales recientes indican que los marcos semirrígidos pueden ser usados satisfactoriamente en zonas de alta sismicidad. Una de las ventajas es que los marcos semirrígidos son más flexibles que los rígidos, lo que hace que el periodo fundamental de la estructura en algunos casos quede situado más allá de la meseta del espectro de respuesta, evitando así el efecto de resonancia. Además la implementación de conexiones semirrígidas nos llevaría a una reducción de costo y tiempo, ya que son muy fáciles de armar.

2.3. Especificaciones relativas al diseño de conexiones semirrígidas

El hecho de que los códigos de diseño aun no proporcionen métodos específicos para analizar conexiones semirrígidas, y por lo tanto su uso tenga que ser documentado y justificado por otros medios, es razón para que no sean la primera opción para muchos proyectistas. Sin embargo, con el apoyo de mayor investigación en el tema (como el presente trabajo de tesis) es muy probable que las normas presenten en un futuro recomendaciones integrales de análisis y diseño de marcos a momento de acero con conexiones semirrígidas.

En esta sección se describen los requisitos de algunas normativas respecto al tema en conexiones semirrígidas.

2.3.1. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTC-EM 2004)

De acuerdo a esta norma, si se conocen las características de resistencia, rigidez y ductilidad de conexiones comprendidas entre las correspondientes al tipo 1 (rígidas) y tipo 2 (simples), pueden incorporarse al análisis y diseño. Estas conexiones, “parcialmente restringidas” o “semirrígidas”, pueden usarse en la estructura principal de edificios cuya altura no exceda de ocho pisos o 30 m, o de altura mayor si se complementan con muros, contravientos, marcos rígidos, o una combinación de ellos. Las características de las conexiones semirrígidas deben estar documentadas en la literatura; en caso contrario, se fundamentarán con estudios analíticos o experimentales.

Toda construcción debe contar con una estructura que tenga características adecuadas para asegurar su estabilidad bajo cargas verticales y que le proporcione resistencia y rigidez suficientes para resistir los efectos combinados de cargas verticales y horizontales que actúen en cualquier dirección. Cuando sean significativos, deberán tomarse en cuenta también los efectos producidos por otras acciones, como se indica en el artículo 150 del Título Sexto del Reglamento.

En marcos a momento con ductilidad reducida se podrán utilizar conexiones semirrígidas teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

1. La resistencia nominal a la flexión de la conexión es igual o mayor que el 50 por ciento del más pequeño de los momentos plásticos nominales de la viga o columna conectadas.
2. La conexión deberá demostrar una capacidad de rotación adecuada, mediante pruebas cíclicas con deformaciones angulares correspondientes a la deformación lateral relativa del entrepiso.
3. En el diseño se tendrán en cuenta la rigidez y resistencia de las conexiones, y se incluirá el efecto de la estabilidad global.

En conexiones semirrígidas, los momentos en los extremos de la viga se tomarán iguales a los momentos máximos que resistan las conexiones.

2.3.2. Especificaciones del AISC

Esta sección corresponde a la Parte 11 del manual de construcción en acero del (AISC 2010) y a la especificación para edificios estructurales de acero del AISC (2010a).

Para conexiones que son parte de sistemas estructurales diseñados para resistir fuerzas sísmicas con un factor de modificación de respuesta sísmica R , mayor a 3, los requerimientos de las provisiones sísmicas para edificios de acero (AISC 2010b) deben ser consultados.

De acuerdo a la sección B.3.6b de la especificación, las conexiones semirrígidas son permitidas bajo evidencia que la conexión posee suficiente resistencia, rigidez y capacidad de deformación.

Los efectos de estabilidad y de segundo orden son evaluados mediante los métodos de longitud efectiva y factores de amplificación de momentos del Capítulo C de las especificaciones (AISC 2010a).

Algunas de las condiciones que deben cumplirse al diseñar un marco semirrígido son:

1. Las conexiones se diseñarán para resistir el mayor momento y cortante proveniente de combinaciones de carga.
2. La rigidez, resistencia y capacidad de deformación de una conexión semirrígida se considerará en el diseño, incluyendo la estabilidad global del marco
3. La resistencia nominal de la conexión no será menor al 50% del momento plástico de la viga que conecta M_p .

Las conexiones semirrígidas también transfieren cargas concentradas a los patines de las columnas que tienen que tomarse en cuenta para el diseño de columnas y paneles de

acuerdo a la especificación J10. El tamaño de la columna puede seleccionarse con un espesor adecuado en alma y patines a fin de eliminar atiesadores en la columna y placas en el alma; o se puede seleccionar una columna menos resistente y añadirle estos elementos.

2.3.3. Eurocódigo 3: Diseño de estructuras de acero

El método usado por el Eurocódigo para tomar en cuenta la rigidez, resistencia y ductilidad de una conexión durante su análisis y diseño se le conoce como “método de los componentes”, el cual es un método híbrido analítico-mecánico. En este enfoque, cada elemento de la conexión es un componente modelado por un resorte lineal o no-lineal con su propia resistencia y rigidez. El comportamiento de la conexión se obtiene sabiendo las propiedades mecánicas y geométricas de cada componente de la conexión. Cada uno de los resortes es añadido al sistema para así obtener las propiedades globales de la conexión. Estos resortes son acomodados en serie o en paralelo y la curva $M-\theta$ es obtenida con la ayuda de simples programas de computadora.

Para desarrollar un modelo con componentes se requieren de tres pasos: (1) identificar los componentes de la conexión que fallarán o que tendrán deformaciones significativas; (2) determinar las leyes constitutivas para cada componente de la conexión usando medios numéricos o experimentales, y (3) ensamblar todos los componentes para reproducir la curva momento-rotación para la conexión completa (Díaz, y otros 2011).

Este procedimiento es muy flexible y puede aplicarse a conexiones de cualquier tipo: atornilladas o soldadas, además de que pueden añadirse condiciones especiales tales como: pre-tensionado de tornillos o endurecimiento plástico. Esto es porque todo lo que se necesita es el comportamiento constitutivo de todos los componentes que forman la conexión.

3. CONEXIONES SEMIRRÍGIDAS COMPUESTAS (PRCC)

3.1. Introducción

En la práctica del análisis y diseño de estructuras de acero, es común hacer la simplificación de que el comportamiento de las conexiones viga-columna sean los casos extremos de conexión rígida (restringida a rotación), o bien el de conexión articulada (libre a rotación). Sin embargo, existen otras posibles soluciones de conexiones, como las semirrígidas o *PR* (parcialmente restringidas a rotación) que no caen dentro de estas dos categorías extremas. La conexión semirrígida compuesta, denominada en la literatura internacional como *Partially Restrained Composite Connections* (PRCC), es una de las posibles configuraciones de conexiones semirrígidas en las que los componentes de acero estructural (elementos de asiento y de cortante) se hacen trabajar en conjunto con una losa de concreto reforzado. Una posible configuración de conexión PRCC se ilustra en la Figura 3.1.

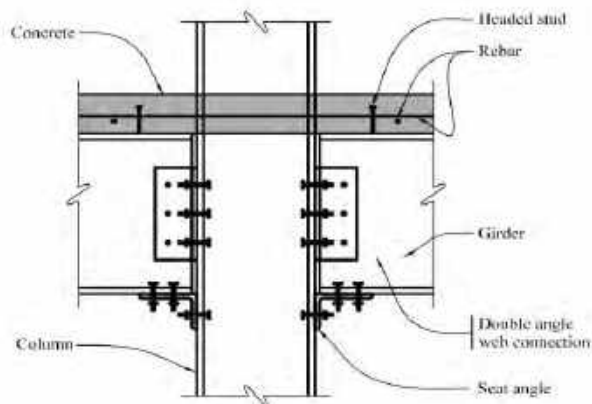


Figura 3.1. Conexión semirrígida compuesta (C. O. Rex 2009)

Actualmente, las especificaciones del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC por sus siglas en inglés) contemplan el uso de conexiones semirrígidas compuestas (PRCC). De acuerdo al manual de diseño sísmico del AISC (2012), el diseño de estas conexiones debe respetar los lineamientos de la norma de sismo ANSI/AISC 341-10 publicadas por el mismo instituto (AISC 2010b). La principal diferencia de los sistemas estructurales con conexiones PRCC es que las articulaciones ocurren en las mismas conexiones, y no en los extremos de las vigas como se pretende en los sistemas convencionales con conexiones rígidas. Un buen diseño de marcos con conexiones PRCC es que las vigas, y en particular las columnas (con excepción de la base), se mantengan elásticas, o bien, con una baja demanda de ductilidad.

Así, el diseño de un marco con PRCC es diferente a un diseño convencional en tres aspectos importantes:

1. Las conexiones no se diseñan para ser más resistentes a la viga que conectan; la estructura articulará en las conexiones y no en las columnas y las vigas conectadas.
2. Dado que las conexiones no son ni rígidas ni simples, su rigidez debe tomarse en cuenta en el análisis.
3. Dado que las conexiones PRCC son más débiles que las conexiones rígidas, la resistencia lateral del sistema requerirá de más marcos con más conexiones resultando así en un sistema altamente redundante.

De acuerdo con las provisiones sísmicas para edificios de acero (AISC 2010b), en una conexión PRCC se espera una rotación estable a 0.02 radianes sin pérdida de resistencia. Además, a una rotación de 0.02 radianes la conexión debe exhibir una resistencia de al menos el 50% la resistencia nominal a flexión de la viga de acero (sin la acción compuesta). La resistencia máxima no está estipulada aunque se recomienda que sea el 100% del momento plástico de la viga de acero.

3.2. Consideración de las conexiones PRCC en el análisis

Una de las metodologías más simples para considerar el efectos de las conexiones PRCC en el análisis del sistema estructural es a través de la consideración de resortes rotacionales que representen el desempeño observado momento-rotación ($M-\theta$) de estas conexiones. Se permite que las curvas momento-rotación que se utilicen en el análisis se obtengan de experimentos individuales, mediante técnicas de ajuste de un grupo de experimentos, o bien a través de simulaciones numéricas de una conexión o grupo. A partir de experimentos y estudios paramétricos con elemento finito, varios investigadores como Ammerman y Leon (1987), Lin (1986) y Kulkarni (1988) llegaron a las siguientes expresiones para caracterizar el comportamiento de la conexión ante momento positivo y negativo. Estas resistencias son diferentes debido al comportamiento asimétrico de la conexión en resistencia y rigidez.

Para el caso de momento negativo, es decir cuando el acero de la losa está sujeto a tensión, la curva propuesta es:

$$M_n^- = C_1(1 - e^{-C_2\theta}) + C_3\theta \quad (3.1)$$

donde

$$C_1 = 0.18(4A_sF_{yrb} + 0.857A_lF_y)(d + Y_3)$$

$$C_2 = 0.775$$

$$C_3 = 0.007(A_l + A_{wl})F_y(d + Y_3)$$

θ = rotación en mili-radianes

d = profundidad de la viga, (in.)

Y_3 = distancia del patín superior al centroide del acero de refuerzo, (in.)

A_s = área del acero de refuerzo, (in.²)

A_l = área del ángulo de asiento, (in.²)

A_{wl} = área bruta de doble ángulo en el alma, (in.²)

F_{yrb} = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, (ksi)

F_y = esfuerzo de fluencia del ángulo de asiento y doble ángulo en el alma, (ksi)

Para el caso de momento positivo, es decir cuando el ángulo de asiento está sujeto a tensión, la curva propuesta es:

$$M_n^+ = C_1(1 - e^{-C_2\theta}) + (C_3 + C_4)\theta \quad (3.2)$$

donde

$$C_1 = 0.2400[0.48A_{wl} + A_l](d + Y_3)F_y$$

$$C_2 = 0.0210\left(d + \frac{Y_3}{2}\right)$$

$$C_3 = 0.0100(A_{wl} + A_l)(d + Y_3)F_y$$

$$C_4 = 0.0065A_{wl}(d + Y_3)F_y$$

Como ejemplo, en la Figura 3.2 se muestra una curva completa $M-\theta$ de una PRCC típica derivada de las ecuaciones (3.1) y (3.2). Esta curva pertenece a una conexión de una viga W18X35 de acero A36 con 8 barras de refuerzo del #4 y grado 60. El ángulo de asiento tiene un área de 1535 mm² (2.38 in.²) y el área de los ángulos en el alma es de 2742 mm² (4.25 in.²). La profundidad de la viga es de 450 mm (17.7 in.) y Y_3 es igual a 102 mm (4 in.).

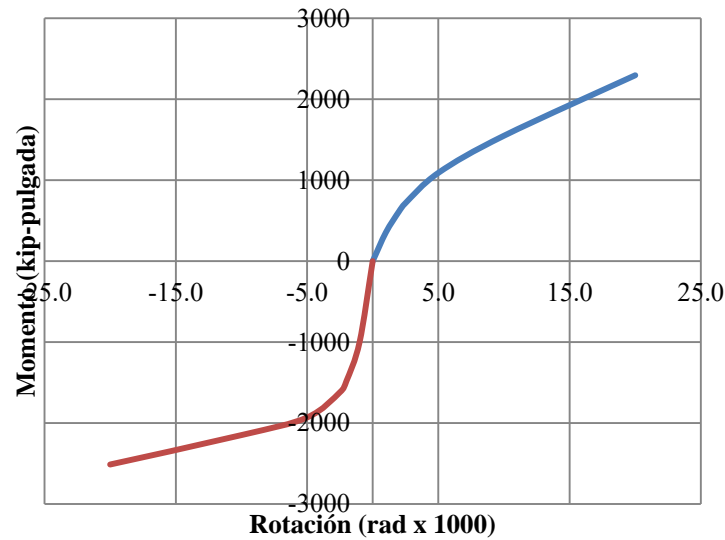


Figura 3.2. Curva $M-\theta$ para de una conexión PRCC típica

De acuerdo con análisis reportados en diversos experimentos, ante cargas gravitacionales las conexiones cargan hacia el lado negativo. La experiencia dice que ante cargas laterales moderadas las conexiones rara vez descargan hacia el lado positivo; es decir, se mantienen en el lado negativo de la curva (León, Hoffman y Staeger 1996). La Figura 3.3a muestra el mecanismo de colapso deseado de un sistema de marco rígido con articulaciones plásticas en las conexiones PRCC. La Figura 3.3b muestra como las conexiones (una vez cargadas gravitacionalmente) descargan del lado de barlovento y cargan del lado de sotavento ante fuerzas laterales.

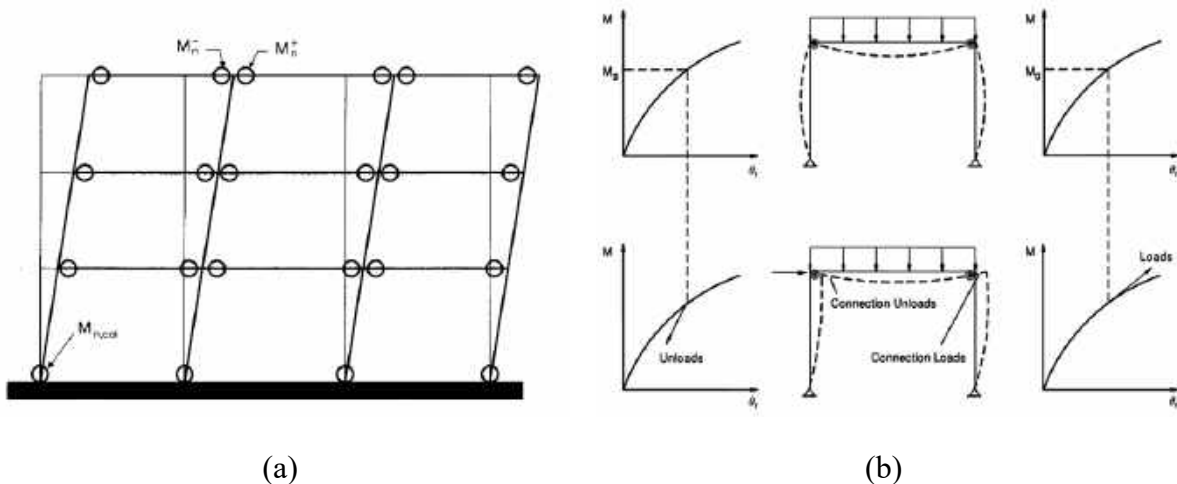


Figura 3.3. (a) Articulaciones plásticas en mecanismo de colapso (León, Hoffman y Staeger 1996). (b) Marco semirrígido con conexión en barlovento descargando y sotavento cargando (Chen, Kishi y Komuro 2011)

3.3. Consideraciones de diseño de conexiones semirrígidas compuestas

3.3.1. Rigidez de la viga

El diseño de conexiones semirrígidas difiere un poco al diseño de una estructura convencional donde las conexiones son rígidas y la contribución de los desplazamientos laterales depende únicamente de la viga y la columna. Sin embargo, cuando se usan conexiones semirrígidas hay mayores desplazamientos debido a la mayor flexibilidad que se tiene en la conexión. Afortunadamente la rigidez de la viga que se ve beneficiada gracias al aumento del momento de inercia debido a la sección compuesta (sección T), ayuda a rigidizar la estructura.

El momento de inercia en flexión positiva I_{LB+} se determina de la manera tradicional para vigas compuestas, siendo de mucha ayuda la tabla 3-20 del manual AISC (2010) que contiene valores del límite inferior de momentos de inercia. El momento de inercia en flexión negativa I_{LB-} se obtiene mediante el teorema de los ejes paralelos tomando en cuenta el acero de refuerzo de la losa en un ancho efectivo y la viga. Dichos valores se pueden calcular, o para facilidad del diseñador, hacer uso de tablas (León, Hoffman y Staeger 1996).

Una vez calculados los momentos de inercia se promedian para obtener un momento de inercia equivalente I_{eq} que es el que se usa para diseño. Para vigas con PRCC en ambos extremos:

$$I_{eq} = 0.6I_{LB+} + 0.4I_{LB-} \quad (3.3)$$

Cuando un extremo es articulado:

$$I_{eq} = 0.75I_{LB+} + 0.25I_{LB-} \quad (3.4)$$

3.3.2. Ángulo de asiento

Ante momentos positivos los ángulos de asiento son sometidos a la combinación de fuerzas de tensión y flexión lo que provoca una fluencia prematura. En general, la fuerza horizontal que puede soportar el ángulo de asiento es de aproximadamente una tercera parte de la necesaria para hacer fluir el ala conectada a la viga a tensión pura (Figura 3.4). Es por eso que para balancear la rigidez de la conexión a flexión positiva y negativa, la fuerza de fluencia en el ángulo de asiento $A_l F_y$ debe ser al menos 1.2 veces la fuerza en el acero de refuerzo $A_s F_{yrb}$.

Una vez elegido el ángulo de asiento se escogen los ángulos de cortante los cuales deben tener un mínimo de 3 tornillos y su área en conjunto debe ser igual o mayor al área del ángulo de asiento. Se recomienda el uso de la tabla 10-1 del manual (AISC 2010).

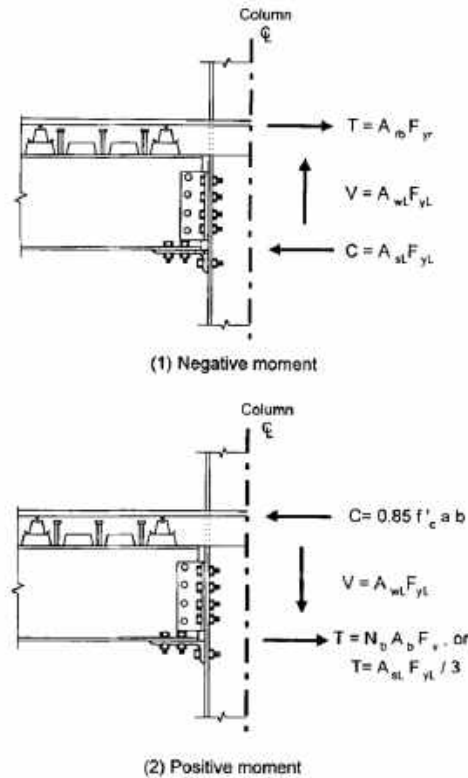


Figura 3.4. Distribución de fuerzas en una PRCC. (R. T. Leon 1998)

3.4. Detallado

Para el buen desempeño, en la literatura se encuentran las siguientes recomendaciones (Figura 3.5 y Figura 3.6):

1. El concepto de columna fuerte/viga débil de un marco convencional no es aplicable a marcos con PRCC ya que el eslabón débil es en realidad la conexión, dando como resultado columna fuerte/conexión débil donde la columna y viga se diseñan con mayor resistencia procurando así que trabajen en su intervalo elástico a excepción de la base de las columnas que se articularían en el caso de ser empotradas como se vio anteriormente en la Figura 3.3a. A fin de conseguir esto se recomienda la siguiente revisión (R. T. Leon 1998), (AISC 2010b):

$$\sum M_{p,col} \left(1 - \frac{P_u}{P_y}\right) > 1.25(M_{cu}^+ + M_{cu}^-) \quad (3.5)$$

Como se puede apreciar en la ecuación (3.5), la capacidad de resistir momento de la columna se ve disminuida por la carga axial que soporta y las capacidades de la conexión se ven favorecidas por la sobrerresistencia del acero de la losa.

2. El acero longitudinal debe quedar distribuido a los lados de la columna a una longitud menor o igual a 7 anchos de patín.
3. El acero longitudinal debe extenderse 24 diámetros de refuerzo pasado el punto de inflexión o L/4 desde el centro de columna, cualquiera que sea mayor. Al menos la mitad del acero debe correr a lo largo de la viga ya que el punto de inflexión cambia drásticamente ante eventos sísmicos.
4. El tamaño de barra de refuerzo debe mantenerse pequeño (entre #4 y #6) y colocar al menos tres barras a cada lado de la columna.
5. El acero transversal debe extenderse al menos 305 mm (12 in.) después de la barra longitudinal externa. Se distribuirá transversalmente en un espacio equivalente a 7 anchos de patín de columna. Los momentos impuestos por cargas laterales causan una transferencia de fuerzas del refuerzo a la columna por medio de un modelo de puntal-tensor (Figura 3.7). Se recomienda que el área total de acero transversal sea igual al área de acero longitudinal.
6. Para reducir problemas de servicio se debe colocar un acero mínimo de 32 mm² (0.05 in.²) por pie lineal a lo largo de la viga y se debe extender 30 diámetros de barra o 610 mm (24 in.), cualquiera que sea mayor a cada lado del centro de la viga.
7. Se deben utilizar suficientes conectores de cortante a lo largo de la viga a fin de tener una viga completamente compuesta.

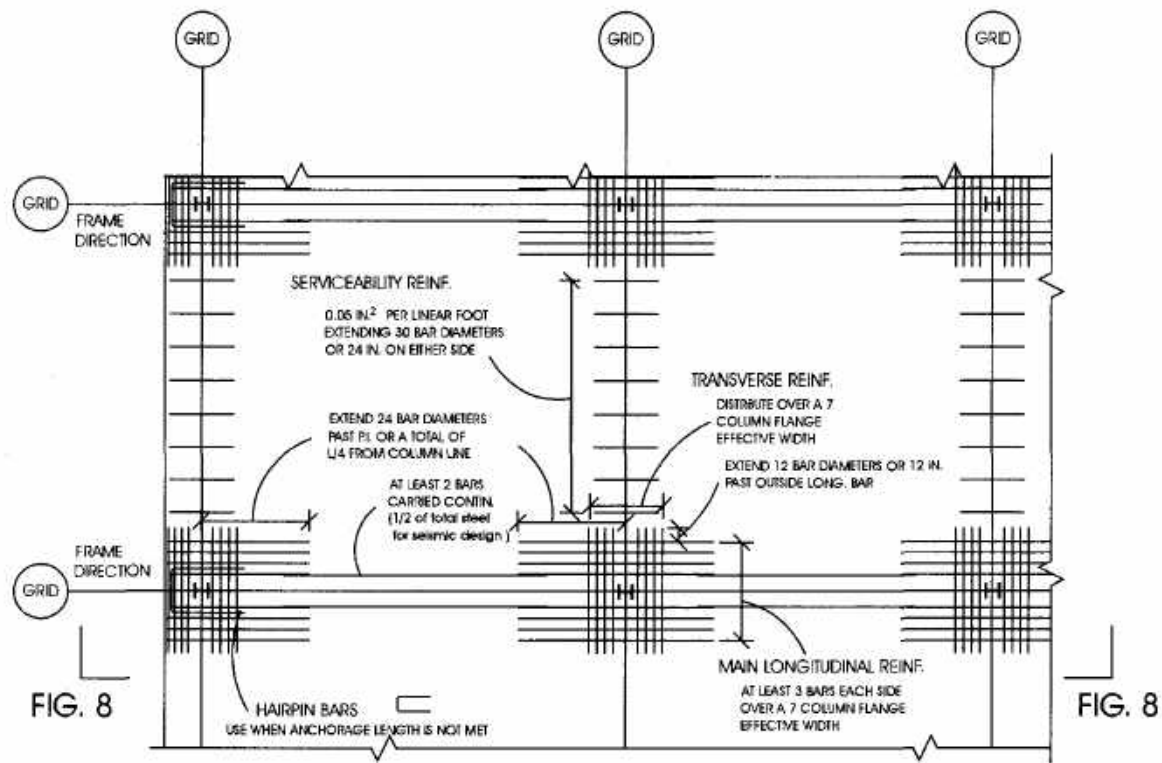


Figura 3.5. Requerimientos de detalle (vista en planta). (León, Hoffman y Staeger 1996)

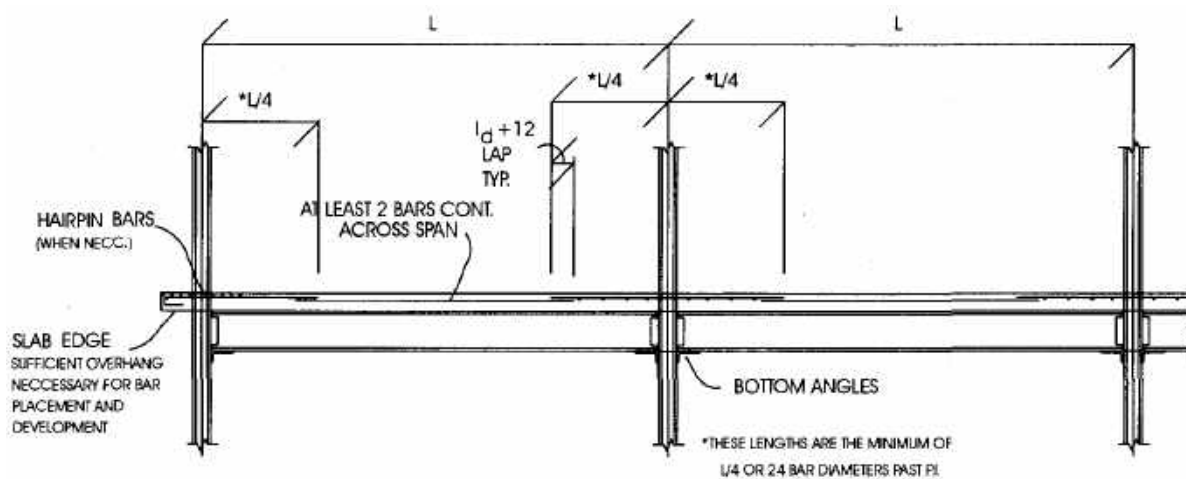


Figura 3.6. Requerimientos de detalle (vista en elevación). (León, Hoffman y Staeger 1996)

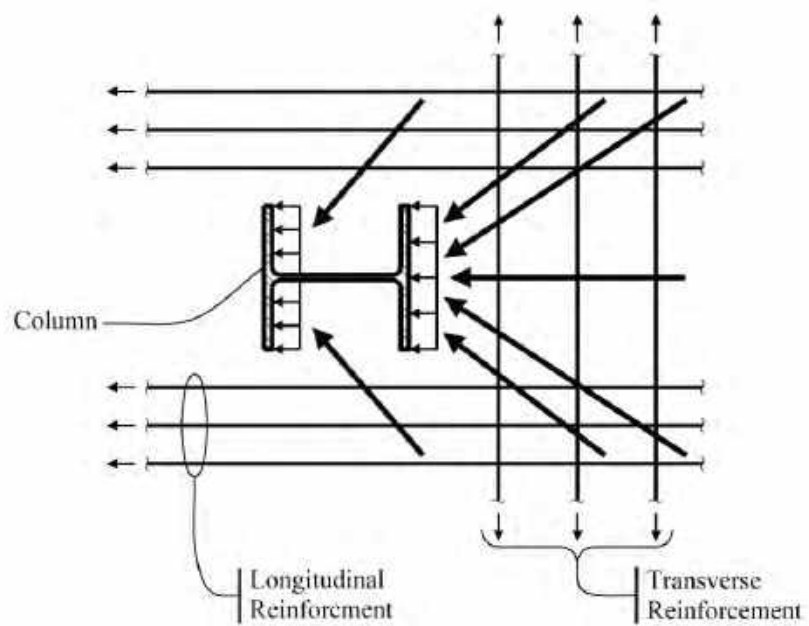


Figura 3.7. Mecanismo de transferencia de losa a columna (C. O. Rex 2009)

4. DISEÑO DE EDIFICIOS

4.1. Estructuras diseñadas

A fin de evaluar el comportamiento de edificios con conexiones PRCC, se diseñaron edificios que cumplieran con las revisiones de deflexión y desplazamientos laterales ante cargas de servicio y prevención al colapso de las NTC-DS (2004) además de las pautas señaladas en las secciones 3.3 y 3.4. La geometría de los edificios se escogió arbitrariamente.

Se llevó a cabo el diseño de tres edificios; dos de cuatro niveles y uno de ocho (Figura 4.2). La planta utilizada para los tres edificios es la mostrada en la Figura 4.1. En este trabajo únicamente se consideró el sismo actuando en la dirección “x” ya que solamente existen experimentos del comportamiento de estas conexiones cuando llegan al patín de la columna.

Los edificios se nombraron de manera que el primer número corresponde al número de pisos, seguido del tipo de marco; SMF (del inglés *Special Moment Frame*) u OMF (*Ordinary Moment Frame*) que corresponde a $Q=4$ (marco dúctil) y $Q=2$ (marco no dúctil) respectivamente; y el último número (1 ó 2) indica el periodo en segundos del suelo en el que se sitúa el edificio. Los edificios de cuatro niveles se diseñaron para un periodo de suelo $T_s = 1\text{ s}$ y el de ocho para $T_s = 2\text{ s}$, esto para tratar de empatar el periodo de la estructura con el del suelo, buscando así el caso más desfavorable que es la resonancia.

Como se puede observar en la Figura 4.2, se considera que siempre habrá sótano, esto para considerar la posible rotación que pueda haber entre la placa base y el suelo. Una columna empotrada es una idealización ya que esto no se consigue en su totalidad en campo; para eso la placa base tendría que anclarse con una gran cantidad de pernos.

4.1.1. Características de los edificios diseñados

- a) Las intensidades de las cargas son:
 - Para nivel típico la carga muerta es de 350 kg/m^2 , la carga viva máxima de 250 kg/m^2 y carga viva instantánea de 180 kg/m^2 .
 - Para azotea la carga muerta es de 310 kg/m^2 , la carga viva máxima de 100 kg/m^2 y carga viva instantánea de 70 kg/m^2 .
 - Se aplica una carga de fachada de 370 kg/m sobre el perímetro de todos los niveles.
- b) Los edificios serán para uso de oficinas, por lo que se considera grupo B.

c) Las propiedades de las losa de concreto son las siguientes:

Concreto clase I	
Peso volumétrico del concreto:	$\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$
Resistencia a compresión:	$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del concreto:	$E_c = 14000\sqrt{f'_c}$
Esfuerzo de fluencia del refuerzo:	$f_y = 4220 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad acero:	$E_s = 2.040 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

d) Se supone que las losas son diafragmas rígidos en su plano

e) El acero de los elementos viga-columna es un ASTM A992 con esfuerzo de fluencia de $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$.

f) El acero de los ángulos usados en la conexión es un ASTM A36 con esfuerzo de fluencia de $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$.

4.2. Diseño

Comúnmente en áreas altamente sísmicas las revisiones por resistencia especificadas por los códigos no gobiernan en la selección de elementos estructurales, por lo que es más adecuado seleccionar elementos basados en el control de desplazamientos laterales y luego revisar su resistencia. En zonas de baja sismicidad comúnmente sucede lo opuesto: se diseña por resistencia y luego se revisan desplazamientos y deformaciones (Bruneau, Chia-Ming y Sabelli 2011).

El proceso de diseño se llevó a cabo mediante prueba y error con la ayuda del software ETABS utilizando la herramienta *MultiLinear Plastic Link* que ayuda a simular curvas momento-rotación como la de la Figura 3.2 donde se pueden insertar el número de puntos que el usuario desee. Otra gran virtud de este elemento es que también simula degradación histerética de varios tipos; en este caso se utilizó *Takeda*.

Otro punto a señalar durante el diseño en ETABS es que se modificó manualmente el momento de inercia en la dirección 3-3 con la ecuación (3.3) para considerar la presencia de vigas compuestas. Se tuvo especial cuidado de que la columna siempre fuera más resistente que la conexión para evitar mecanismos de piso débil (ecuación (3.5)).

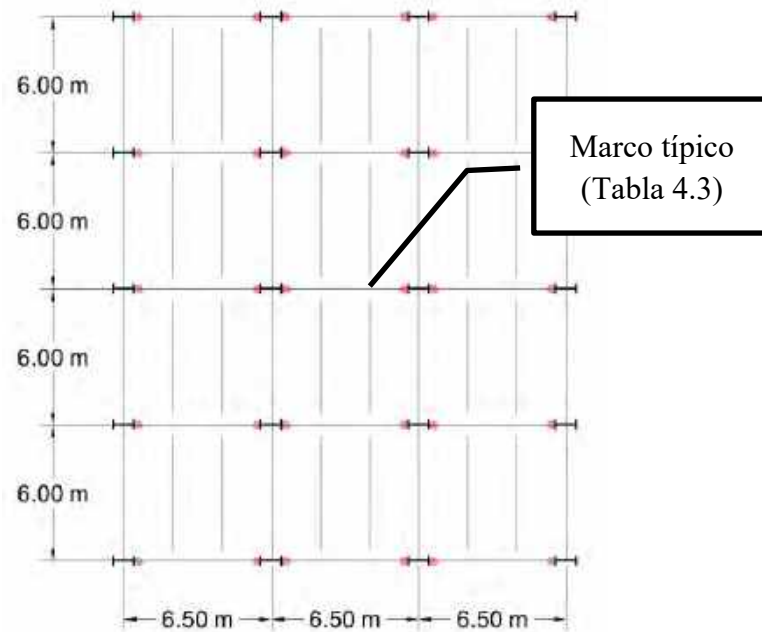


Figura 4.1. Planta típica de todos los edificios

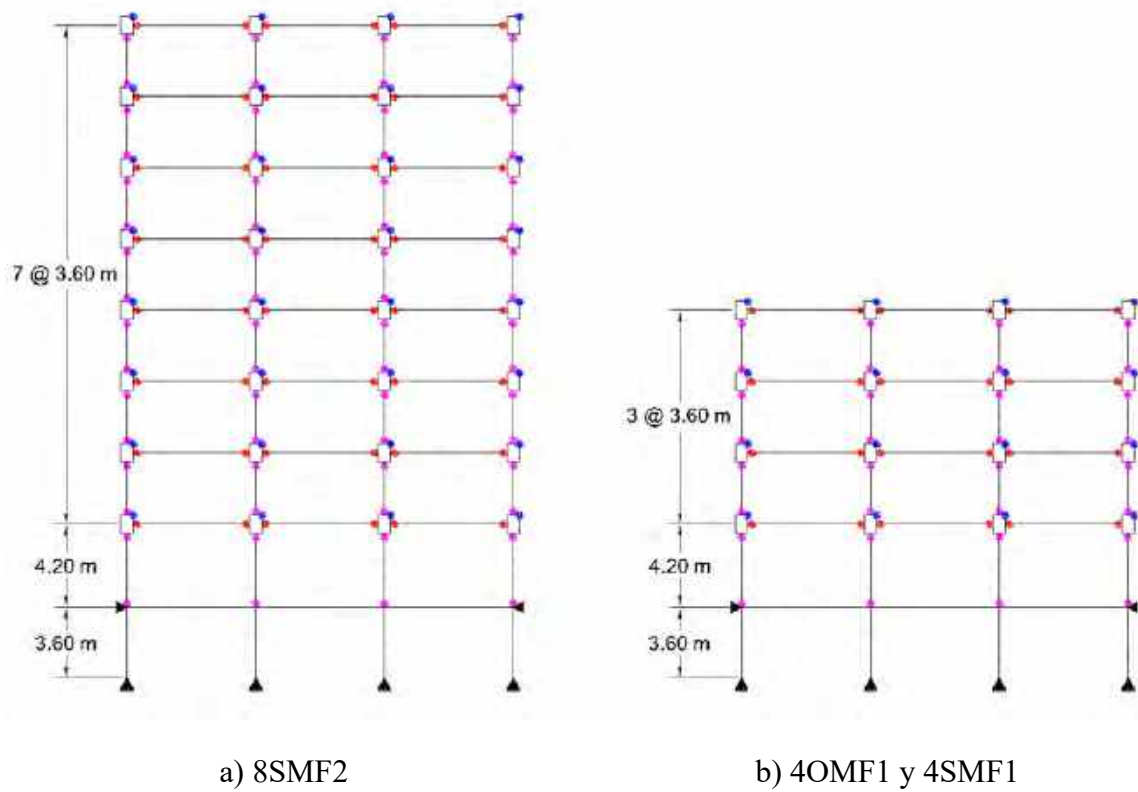


Figura 4.2. Elevación de edificios diseñados

4.2.1. Análisis modal espectral

Se realizó un análisis modal espectral en el programa ETABS considerando los espectros del Apéndice A de las NTC-DS (2004).

En la Tabla 4.1 se muestran los periodos obtenidos del diseño de los tres edificios. Es importante observar que el periodo fundamental del edificio 8SMF2 es muy cercano al periodo fundamental del edificio 4SMF1, esto es porque al estar en un suelo con periodo de 2 segundos, el edificio está sometido a grandes aceleraciones, por lo tanto tiene que rigidizarse hasta limitar los desplazamientos laterales a los permitidos por la norma.

Tabla 4.1. Periodos de edificios diseñados

Modo	4SMF1	4OMF1	8SMF2
1	1.192	0.846	1.275
2	0.407	0.294	0.451
3	0.231	0.173	0.268
4	0.164	0.125	0.186

4.2.1.1. Estados límite de daños a elementos no estructurales y seguridad contra el colapso

Se supuso que los elementos estructurales están separados de la estructura principal, es por eso que el límite de desplazamiento de servicio es de $\delta = 0.004h$. En esta revisión se utilizó una combinación de cargas sin factorizar ya que es una revisión de servicio.

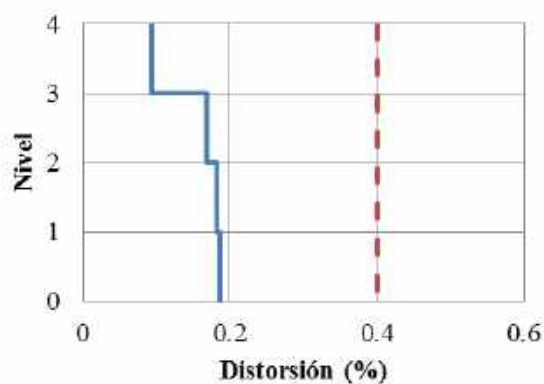
Para la revisión ante el colapso se utilizaron los límites de distorsión estipulados en Apéndice A de las NTC-DS (2004) de 0.015 para edificios diseñados con $Q=2$ y de 0.030 para edificios diseñados con $Q=4$. Se utilizó una combinación de cargas factorizadas basadas también en las NTC.

A continuación se presentan las distorsiones de servicio y prevención al colapso de los tres edificios después de varios tanteos modificando conexiones, y por ende, vigas y columnas.

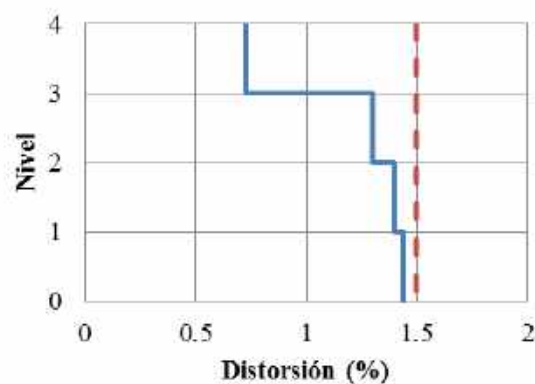
Edificio 4OMF1

Para satisfacer el límite de servicio es necesario que las distorsiones obtenidas del análisis estructural con los espectros reducidos multiplicadas por el factor $Q'R/7 = 2 \times 2/7 = 0.571$ sean menores a 0.004. Para el límite ante colapso es necesario que las distorsiones obtenidas multiplicadas por $QR = 2 \times 2 = 4$ sean menores a 0.015. En la Figura 4.3 la

línea continua corresponde a la distorsión de entrepiso y la línea discontinua al límite de diseño según sea el caso.



Distorsión de servicio

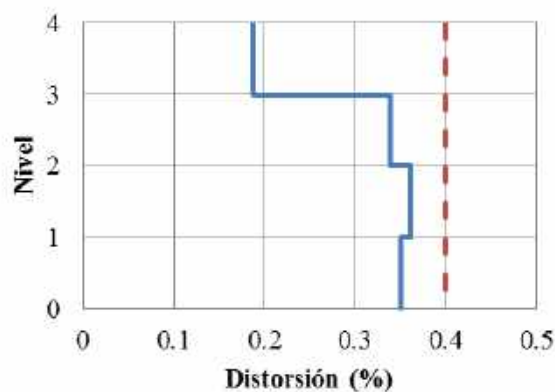


Distorsión ante el colapso

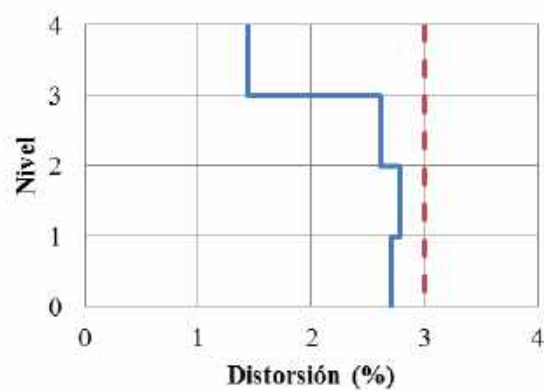
Figura 4.3. Distorsiones de diseño de edificio 4OMF1

Edificio 4SMF1

Para satisfacer el límite de servicio es necesario que las distorsiones obtenidas del análisis estructural con los espectros reducidos multiplicadas por el factor $Q'R/7 = 4 \times 2/7 = 1.143$ sean menores a 0.004. Para el límite ante colapso es necesario que la distorsiones obtenidas multiplicadas por $QR = 4 \times 2 = 8$ sean menores a 0.030. Ver Figura 4.4.



Distorsión de servicio



Distorsión ante el colapso

Figura 4.4. Distorsiones de diseño de edificio 4SMF1

Edificio 8SMF2

Para satisfacer el límite de servicio es necesario que las distorsiones obtenidas del análisis estructural con los espectros reducidos multiplicadas por el factor $Q'R/7 = 6.071 \times 2/7 = 1.734$ sean menores a 0.004. Para el límite ante colapso es necesario que la distorsiones obtenidas multiplicadas por $QR = 4 \times 2 = 8$ sean menores a 0.030. Ver Figura 4.5.

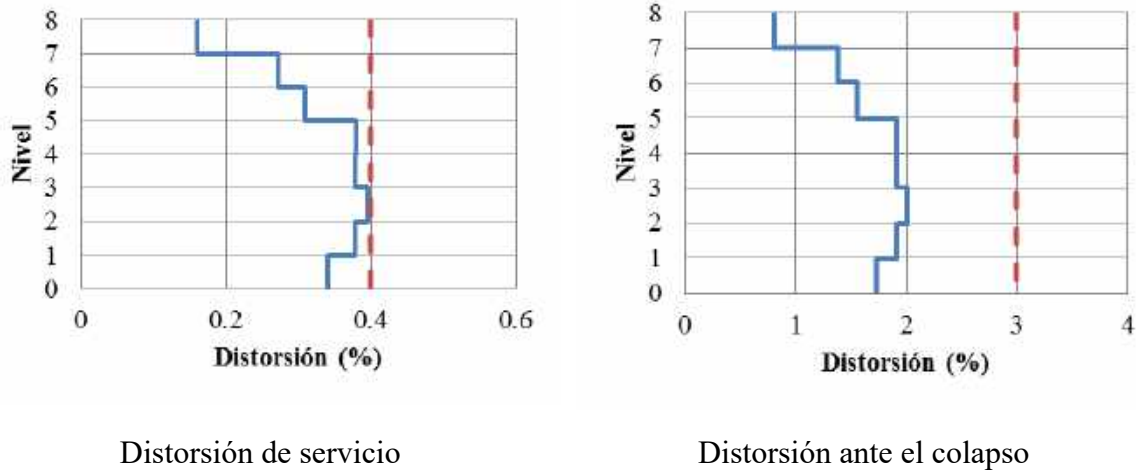


Figura 4.5. Distorsiones de diseño de edificio 8SMF2

La Tabla 4.3 muestra las secciones y conexiones resultantes de un marco interno típico. Los dos marcos perimetrales tienen secciones y conexiones distintas, pero como se explicará en el capítulo 6, solamente nos interesa analizar un solo marco de todo el edificio para los análisis subsecuentes, en este caso se eligió uno interno.

Como era de esperarse, para los marcos de 4 niveles, las secciones del marco dúctil resultaron ser más ligeras que las del marco ordinario. Cabe resaltar que solamente se diseñó un edificio de 8 niveles con $Q=4$ ya al intentar diseñar el mismo edificio con $Q=2$ las secciones resultaban antieconómicas y las conexiones exigían tanta rigidez en los pisos inferiores que en esos casos convenía mejor hacer uso de conexiones rígidas. Un buen indicativo para saber qué tan económica es una estructura es la densidad estructural, es decir, el peso del acero sobre el área construida. Este valor indica que la única opción económica es el arquetipo 4SMF1 dado que pesa 37.06 kg/m^2 y un valor razonable oscila entre los 35 y 40 kg/m^2 .

La recomendación que dice que la resistencia de la conexión debe ser al menos del 50% la resistencia plástica de la viga de acero a una rotación de 0.02 radianes, no se cumplió en varios casos. Debido a que se mantuvo la misma sección de viga en todos los niveles, esta regla se infringió en los pisos superiores ya que la conexión sí cambió, sin embargo, por lo general las fuerzas en estos niveles son bajas en comparación a las de los pisos inferiores,

es por eso que nos enfocamos principalmente en el diseño de la mitad inferior de cada edificio. El diseño más óptimo fue el edificio 4SMF1 ya que los dos niveles inferiores cumplen con la regla, a excepción de la resistencia de las conexiones a momento positivo para el primer nivel que es del 49%. Para el edificio 4OMF1, difícilmente se logró alcanzar resistencias alrededor del 30% tanto en rotación positiva como negativa. Del mismo modo, para el edificio 8SMF2, las vigas y columnas resultaron tan grandes que las conexiones apenas alcanzaron el 46% de resistencia para rotación negativa y 41% para rotación positiva para los pisos inferiores (Tabla 4.2). Se prevé que gran parte de la deformación lateral estará a cargo de las conexiones para estos dos últimos edificios, dejando a los paneles y columnas en la base casi elásticos.

Tabla 4.2. Relación de resistencia conexión-viga a una rotación de 20 mili-radianes

Piso	4SMF1		4OMF1		8SMF2	
	M_c^-/M_p	M_c^+/M_p	M_c^-/M_p	M_c^+/M_p	M_c^-/M_p	M_c^+/M_p
8	-	-	-	-	0.17	0.16
7	-	-	-	-	0.26	0.24
6	-	-	-	-	0.38	0.35
5	-	-	-	-	0.38	0.35
4	0.34	0.35	0.16	0.16	0.38	0.35
3	0.43	0.4	0.3	0.28	0.46	0.41
2	0.65	0.62	0.3	0.28	0.46	0.41
1	0.53	0.49	0.37	0.34	0.46	0.41

Hay que resaltar que las provisiones sísmicas para edificios de acero (AISC 2010b) recomiendan que la resistencia nominal de las conexiones ante rotación positiva debería tomarse a una rotación de 10 mili-radianes durante el diseño (no a 20 mili-radianes como aquí se consideró).

Tabla 4.3. Propiedades de elementos y conexiones de marcos internos (valores en pulgadas).

Edificio	N. Pisos	Densidad estructural lb/ft ² (kg/m ²)	Secciones de vigas compuestas		Secciones de columnas			
			Nivel 1 a 4	Nivel 4 a 8	Nivel 1 y 2	Nivel 3 y 4	Nivel 5 y 6	Nivel 7 y 8
4SMF1	4	7.59 (37.06)	W21X62	W21X62	Ext: W14X68	Ext: W14X38	-	-
					Int: W14X82	Int: W14X53	-	-
4OMF1	4	13.08 (63.84)	W33X130	W33X130	Ext: W14X120	Ext: W14X74	-	-
					Int: W14X145	Int: W14X109	-	-
8SMF2	8	15.95 (77.85)	W36X150	W36X150	Ext: W14X193	Ext: W14X176	Ext: W14X132	Ext: W14X82
					Int: W14X233	Int: W14X193	Int: W14X159	Int: W14X132

Edificio	N. Pisos	Propiedades de acero de refuerzo								Propiedades de ángulo de asiento							
		Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Nivel 4	Nivel 5	Nivel 6	Nivel 7	Nivel 8	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Nivel 4	Nivel 5	Nivel 6	Nivel 7	Nivel 8
4SMF1	4	10 # 4 As=2.00 Y3=4	12 # 4 As=2.40 Y3=4	8 # 4 As=1.60 Y3=4	6 # 4 As=1.20 Y3=4	-	-	-	-	Al=4.00 L6X4X1/2X8	Al=5.00 L6X4X5/8X8	Al=3.28 L6X4X7/16X7.5	Al=2.50 L6X4X5/16X8	-	-	-	-
4OMF1	4	10 # 5 As=3.07 Y3=4	12 # 4 As=2.40 Y3=4	12 # 4 As=2.40 Y3=4	6 # 4 As=1.20 Y3=4	-	-	-	-	Al=6.13 L6X4X7/8X7	Al=5.00 L6X4X5/8X8	Al=5.00 L6X4X5/8X8	Al=2.50 L6X4X5/16X8	-	-	-	-
8SMF2	8	10 # 6 As=4.4 Y3=4	10 # 6 As=4.4 Y3=4	10 # 6 As=4.4 Y3=4	8 # 6 As=3.52 Y3=4	8 # 6 As=3.52 Y3=4	8 # 6 As=3.52 Y3=4	12 # 4 As=2.40 Y3=4	8 # 4 As=1.60 Y3=4	Al=9 L6X6X1X9	Al=9 L6X6X1X9	Al=9 L6X6X1X9	Al=7.5 L6X6X1X7.5	Al=7.5 L6X6X1X7.5	Al=7.5 L6X6X1X7.5	Al=5.00 L6X4X5/8X8	Al=3.28 L6X4X7/16X7.5

Edificio	N. Pisos	Propiedades de ángulos en el alma							
		Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Nivel 4	Nivel 5	Nivel 6	Nivel 7	Nivel 8
4SMF1	4	Aw=4.8 2L4X4X5/16X11.5	Aw=6.13 2L5X5X5/16X11.5	Aw=3.87 2L4X4X1/4X11.5	Aw=3.87 2L4X4X1/4X11.5	-	-	-	-
4OMF1	4	Aw=7.3 2L5X5X3/8X17.5	Aw=6.13 2L5X5X5/16X17.5	Aw=6.13 2L5X5X5/16X17.5	Aw=3.87 2L4X4X1/4X17.5	-	-	-	-
8SMF2	8	Aw=9.58 2L5X5X1/2X20.5	Aw=9.58 2L5X5X1/2X20.5	Aw=9.58 2L5X5X1/2X20.5	Aw=8.44 2L4X4X7/16X20.5	Aw=8.44 2L5X5X7/16X20.5	Aw=8.44 2L5X5X7/16X20.5	Aw=6.13 2L5X5X5/16X20.5	Aw=3.87 2L4X4X1/4X20.5

5. MODELO ESTRUCTURAL PARA LOS ANÁLISIS INELÁSTICOS

5.1. Introducción

En este capítulo se discute los detalles del modelo estructural requerido para la elaboración de los análisis inelásticos que se comentan en los capítulos 7 y 8. Estos análisis inelásticos permitirán evaluar la eficiencia y el desempeño estructural de los marcos diseñados en el capítulo previo. Para los análisis inelásticos que se elaboran en este trabajo se utilizó un programa de cómputo de acceso libre

5.2. Idealización del modelo

De acuerdo al FEMA P695 (2009) un marco en dos dimensiones de tres crujías de proporciones regulares es suficiente para representar el comportamiento de un edificio de concreto o acero. Una configuración de tres crujías captura la diferencia entre columnas internas y externas. Es por eso que se toma una “muestra” representativa de cada edificio conformada por un marco de tres crujías (Figura 5.1). Este modelo incorpora elementos con plasticidad concentrada o distribuida a fin de monitorear el comportamiento no lineal debido a la degradación de rigidez y resistencia de vigas, columnas, paneles y conexiones. En la Figura 5.1, los puntos a los extremos de las vigas que llegan a los patines de las columnas representan conexiones PRCC, y aquellas vigas que llegan al alma de las columnas tienen conexiones a cortante.

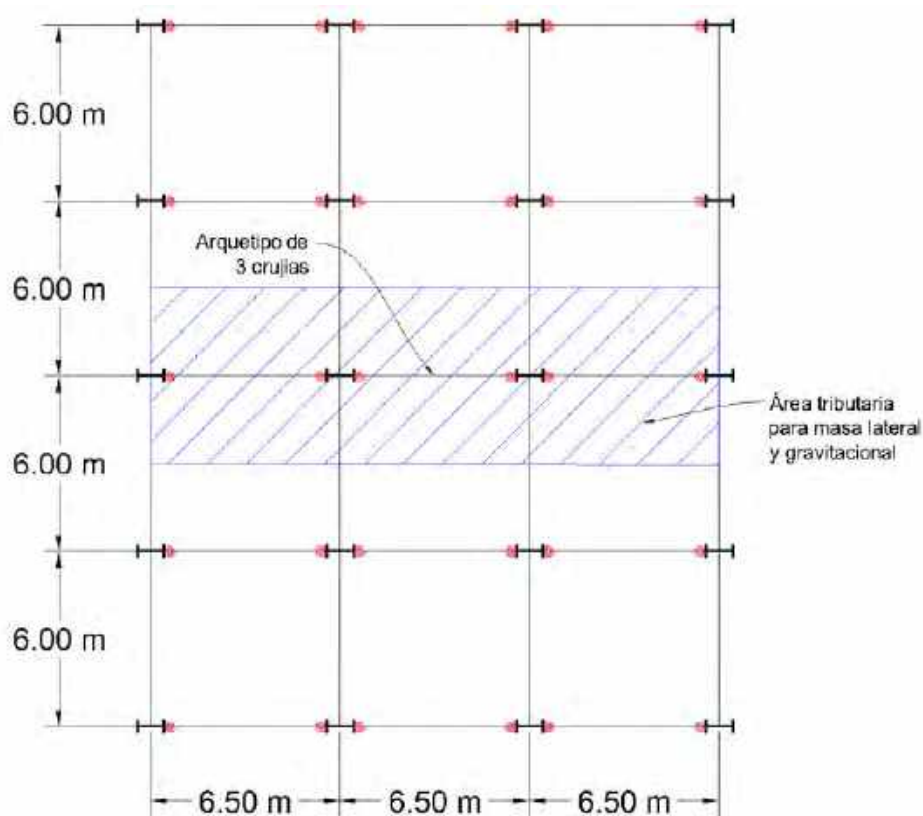


Figura 5.1. Planta típica de todos los edificios

Los modelos estructurales con comportamiento inelástico pueden diferenciarse en la forma en que la plasticidad se distribuye en su sección transversal y a lo largo del elemento. Por ejemplo, en la Figura 5.2 se ve una comparación de cinco modelos idealizados para simular la respuesta inelástica de vigas y columnas (Hamburger, y otros 2009).

Los modelos más simples (conocidos en la literatura como formulaciones de plasticidad concentrada) centralizan la deformación inelástica en los extremos del elemento a través de una articulación elastoplástica o de un resorte inelástico con propiedades histeréticas. Al concentrar la plasticidad en elementos de longitud cero con parámetros que describan la curva momento-rotación del elemento, se pueden obtener formulaciones numéricas muy eficientes. Estos modelos funcionan bien para capturar la degradación no lineal de miembros a través de la calibración con elementos utilizados en experimentos.

Por otro lado tenemos las formulaciones de plasticidad distribuida las cuales modelan las variaciones de esfuerzo deformación en la sección transversal y a lo largo del elemento con mayor detalle, aunque fenómenos locales como la degradación de resistencia debido a pandeos locales o la interacción no lineal flexión-cortante son difíciles de capturar sin la ayuda de un modelo muy sofisticado.

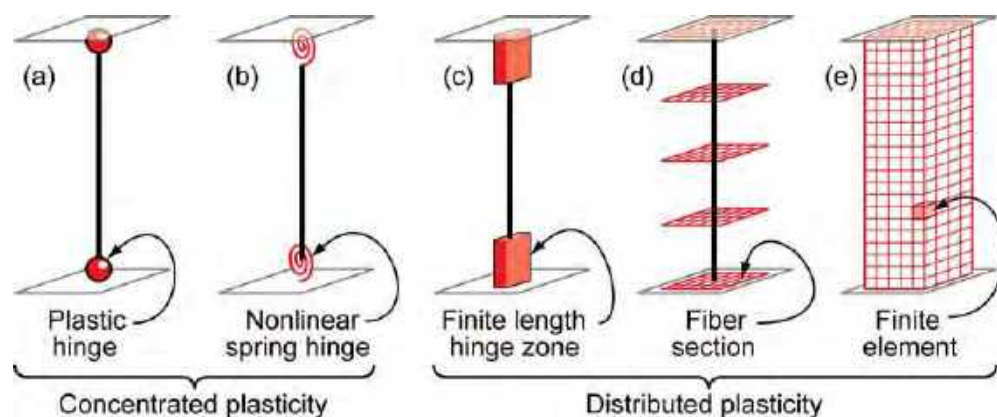


Figura 5.2. Idealización de modelos viga-columna (Deierlein, Reinhorn y Willford 2010)

Al seleccionar modelos para capturar la respuesta no lineal es importante entender la precisión esperada en nuestra investigación. Mientras formulaciones muy sofisticadas pueden modelar con mayor precisión algunos aspectos, los modelos más simples pueden capturar las características más relevantes con una aproximación bastante aceptable.

Dado que en este trabajo se hicieron calibraciones para simular el comportamiento de conexiones reales probadas en laboratorio en un modelo de OpenSees, se optó por escoger un modelo de plasticidad concentrada con resortes como el del inciso (b) de la Figura 5.2 para las conexiones, paneles y columnas; y un modelo de plasticidad distribuida como el del inciso (d) para las vigas.

5.1. Modelo en OpenSees

En la Figura 5.3 se muestra la elevación de un marco típico a ser evaluado en OpenSees. Se pueden apreciar las articulaciones modeladas como resortes a los extremos de los elementos viga-columna además de uno adicional para representar el cortante en los paneles en la esquina superior derecha de estos. Las columnas se modelaron como elementos elásticos mientras que las vigas se modelaron como elementos no lineales ya que tuvo que hacerse un mallado para formar las secciones “T” compuestas.

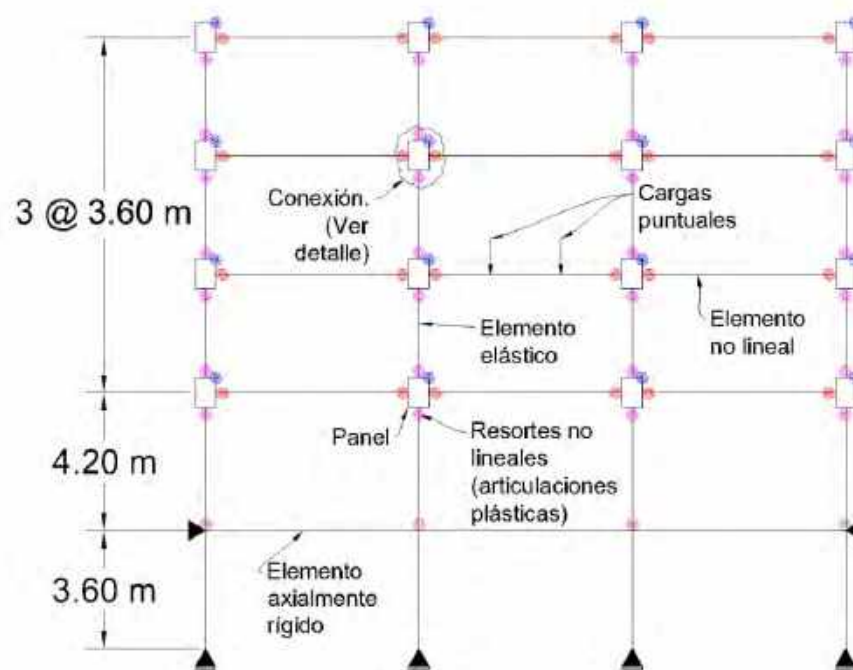


Figura 5.3. Marco típico a evaluar. (Elevación de la Figura 5.1)

En la Figura 5.4 se muestra el detalle de la unión viga-columna que incluye dos resortes de longitud cero en los extremos de las columnas, dos a los extremos de las vigas y uno en el panel. En la sección 5.1.4 se analizan los resortes a los extremos de las columnas que son modelados con un material bilineal basados en los estudios hechos por Ibarra y Krawinkler (2005). Los resortes a los extremos de las vigas usados para modelar la conexión PRCC mediante un material con adelgazamiento llamado *Pinching4* se presentan en la sección 5.1.6. El resorte en la esquina superior derecha del panel usado para modelar el cortante en el panel mediante un material histerético se estudia en la sección 5.1.5.

Las otras tres esquinas restantes en el panel son articulaciones con rigidez cero. Los demás elementos que conforman el panel, correspondientes a los patines de la columna son rígidos axialmente y flexión. Los elementos se nombran según la Figura 5.4 donde x e y corresponden a la crujía y al piso respectivamente. El nodo adicional con número xy11 se utilizó para aplicar las masas y fuerzas laterales por estar a eje con la viga.

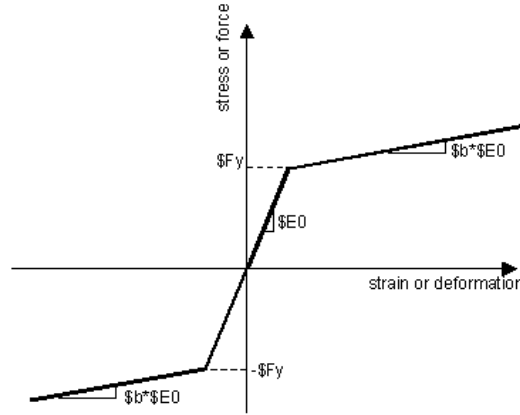


Figura 5.5. Material Steel01 (OpenSees 2.4.4 2014).

5.1.1.2. Acero de refuerzo

Este material, llamado *Steel02*, es usado para construir un material de acero uniaxial Giuffre-Menegotto-Pinto con endurecimiento por deformación isotrópico. Se usó un acero con esfuerzo de fluencia de $f_y = 4220 \text{ Kg/cm}^2$ (60 ksi). La razón de endurecimiento por deformación cinemático de este material es 0.001 y los valores de endurecimiento isotrópico se tomaron como cero. La zona de transición del modelo bilineal se definió con los valores recomendados por el manual ($R0$ =entre 10 y 20, $R1=0.925$, $R2=0.15$). El módulo de elasticidad es $E = 2040000 \text{ kg/cm}^2$ (29000 ksi). Este material se utiliza para el acero de refuerzo de la losa de concreto. Ver Figura 5.6.

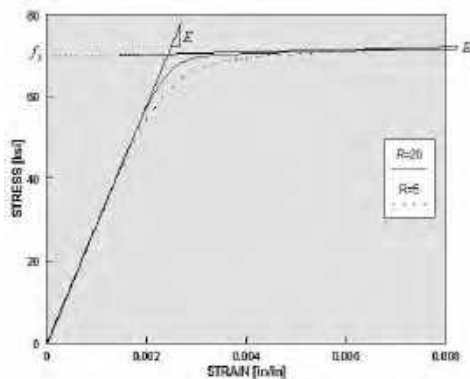


Figura 5.6. Material Steel02 (OpenSees 2.4.4 2014).

5.1.1.3. Concrete02 - Linear Tension Softening

Este material, llamado *Concrete02 – Linear Tension Softening*, es un concreto uniaxial con resistencia a la tensión. Se usó una resistencia a la compresión de $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ (3.5 ksi) a una deformación unitaria de 0.002. La resistencia residual

es de $0.2f'_c$ a una deformación unitaria de 0.01. La pendiente de descarga es del 10% la pendiente inicial E , es decir $\lambda=0.1$. La resistencia a la tensión es del 10% la resistencia a compresión. La pendiente del suavizado a tensión es $E_{ts} = f_t/0.002$. Ver Figura 5.7 y Figura 5.8.

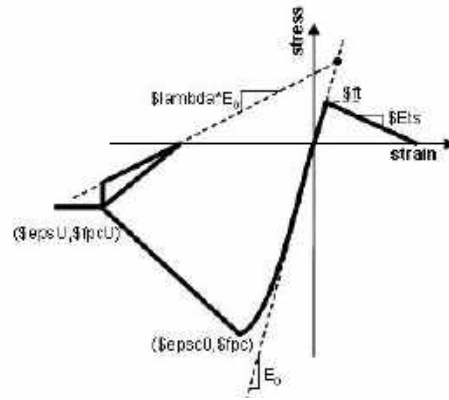


Figura 5.7. Material Concrete02 (OpenSees 2.4.4 2014).

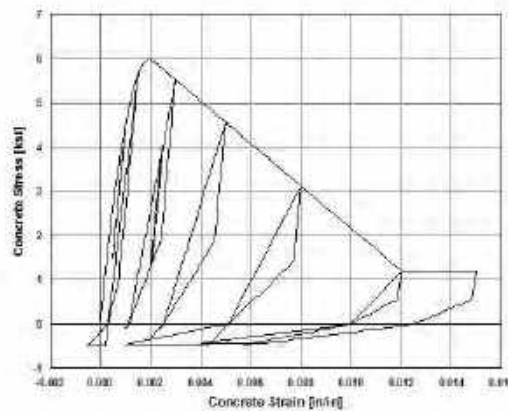


Figura 5.8. Histéresis típica de esfuerzo-deformación del material Concrete02 (OpenSees 2.4.4 2014).

5.1.2. Vigas compuestas

El ancho efectivo utilizado fue de acuerdo a la especificación AISC 360-10 (2010) de la cual el menor valor resultó ser un cuarto de la longitud medida a centros de apoyo ($L/4 = 1.625\text{ m}$) para marcos internos. Se usó una losa de acero Ternium 25 Calibre 20 con cresta de 6.35 cm (2 in.) y concreto de 6.35 cm (2 in.) por encima de la cresta. Cabe destacar que la distribución de acero de refuerzo en el ancho efectivo de la losa no tiene que ser estrictamente la distribución recomendada en la sección 3.4, ya que los análisis no lineales se hicieron en un plano 2D.

Las cargas de gravedad provenientes de dos vigas secundarias se asignaron como cargas puntuales como se muestra en la Figura 5.3. Las vigas compuestas se definieron como elemento *nonlinearBeamColumn* (OpenSees 2.4.4 2014) el cual crea un “Elemento Controlado por Fuerzas” con plasticidad distribuida. La integración a lo largo del elemento está basada en la regla de Gauss-Lobatto y se usó un valor de 5.

5.1.3. Columnas

Toda columna capaz de deformarse hacia el intervalo inelástico es modelada por los siguientes sub-elementos conectados en serie: un elemento elástico que considera efectos de segundo orden P-Delta y dos resortes que simulan articulaciones plásticas en los extremos del miembro elástico. Entonces, las propiedades estructurales de una columna son la combinación de varios sub-elementos. La rigidez rotacional del miembro corresponde a la de un elemento en doble curvatura ($K_{miembro} = 6EI_{col}/L_{col}$).

$$\frac{1}{K_{miembro}} = \frac{1}{K_{resorte}} + \frac{1}{K_{col}} \quad (5.1)$$

Dos posibles condiciones de frontera de la ecuación (5.1) son:

1. $K_{col} = \infty$, dando como resultado $K_{resorte} = K_{miembro}$, ó
2. $K_{resorte} = \infty$, dando como resultado $K_{col} = K_{miembro}$

Ambas condiciones de frontera no son deseables en el contexto de análisis no lineal por computadora, el cual utiliza soluciones paso a paso (Ibarra y Krawinkler 2005).

En el primer caso, cuando la rigidez de la columna es infinita, toda la deformación tendrá que ocurrir en los resortes, lo acarrea los siguientes problemas:

- La rigidez del resorte tendrá que ser la misma que la del miembro, es decir $K_{miembro} = 6EI_{col}/L_{col}$ lo cual hará la rigidez una constante, siendo que en realidad debería de cambiar en un análisis tiempo-historia.
- Todo el amortiguamiento tendrá que ser asignado a los resortes lo cual nos daría un desbalanceo de fuerzas durante el análisis ya que en OpenSees 2.4.4 (2014) el amortiguamiento de Rayleigh utiliza la matriz de rigidez inicial todo el tiempo, no la instantánea en un análisis tiempo-historia.

En el segundo caso, considerando que la rigidez de los resortes es infinita daría problemas de inestabilidad numérica y haría imposible expresar el endurecimiento por deformación así como cambios de rigidez en términos de la rigidez elástica (la cual es infinita).

A fin de evitar problemas con la segunda opción y minimizar los problemas asociados con la primera opción, Ibarra y Krawinkler (2005) decidieron usar una rigidez elástica en el resorte n veces mayor que la rigidez de la columna, es decir:

$$K_{resorte} = nK_{col} \quad (5.2)$$

Donde n es un número mayor que 1; De acuerdo con Ibarra y Krawinkler (2005), un valor de $n=10$ proporciona estabilidad numérica. La rigidez de los sub-elementos puede quedar ahora expresada en función de n y la rigidez global del miembro.

La ecuación (5.1) se puede reescribir como:

$$K_{miembro} = \frac{1}{\frac{1}{K_{resorte}} + \frac{1}{K_{col}}} = \frac{K_{res}K_{col}}{K_{res} + K_{col}} \quad (5.3)$$

Sustituyendo la ecuación (5.2) en la ecuación (5.3) y dejándola en función de las rigideces de los componentes (K_{col} y $K_{resorte}$):

$$K_{col} = \frac{n+1}{n} K_{miembro} \quad (5.4)$$

$$K_{res} = (n+1)K_{miembro} \quad (5.5)$$

Ahora con las ecuaciones (5.4) y (5.5) todo el amortiguamiento puede asignarse a las columnas ya que al ser un elemento elástico su rigidez no cambia. Además se le puede asignar propiedades no lineales a los resortes, pero teniendo en cuenta que a estos se les debe hacer modificaciones adicionales porque las propiedades del deterioro pertenecen al miembro en conjunto y no únicamente a los resortes (sección 5.1.3.1).

5.1.3.1. Coeficiente de endurecimiento por deformación

El coeficiente de endurecimiento por deformación de los resortes $\alpha_{r,res.}$ puede obtenerse poniéndolo en función del coeficiente de endurecimiento por deformación del miembro entero $\alpha_{r,miem.}$. Como los sub-elementos están conectados en serie, la rotación de todo el miembro después de la fluencia es la suma de las rotaciones de los dos sub-elementos en este intervalo. Considerando que la rotación del miembro en el intervalo inelástico es $\Delta\theta_{r,miem.} = \Delta M_{in} / (\alpha_{r,miem.} K_{miem.})$,

$$\Delta\theta_{r,miem.} = \Delta\theta_{r,res.} + \Delta\theta_{col.} = \frac{\Delta M_{in}}{\alpha_{r,res.} K_{r,res.}} + \frac{\Delta M_{in}}{K_{col}} = \frac{\Delta M_{in}}{\alpha_{r,miem.} K_{miem.}} \quad (5.6)$$

donde ΔM_{in} es el incremento de la resistencia en el intervalo inelástico y $K_{r,res.}$ es la rigidez de los resortes en la rama de endurecimiento por deformación. El coeficiente de endurecimiento por deformación de los resortes $\alpha_{r,res.}$ como función de $\alpha_{r,miem.}$ se obtiene sustituyendo las ecuaciones (5.4) y (5.5) en la ecuación (5.6):

$$\alpha_{r,res.} = \frac{\alpha_{r,miem.}}{1 + n(1 - \alpha_{r,miem.})} \quad (5.7)$$

La obtención del coeficiente de endurecimiento por deformación del miembro $\alpha_{r,miem.}$ se comenta en la sección 5.1.4.

5.1.4. Resortes IK en extremos de columna

Este comando se usa para construir un material bilineal. El material bilineal simula el modelo de deterioro Ibarra-Krawinkler con respuesta histerética bilineal. Este material se utiliza para modelar las articulaciones en los extremos de la columna para después ser asignado a un resorte no lineal de longitud cero unido por dos nodos (Figura 5.4).

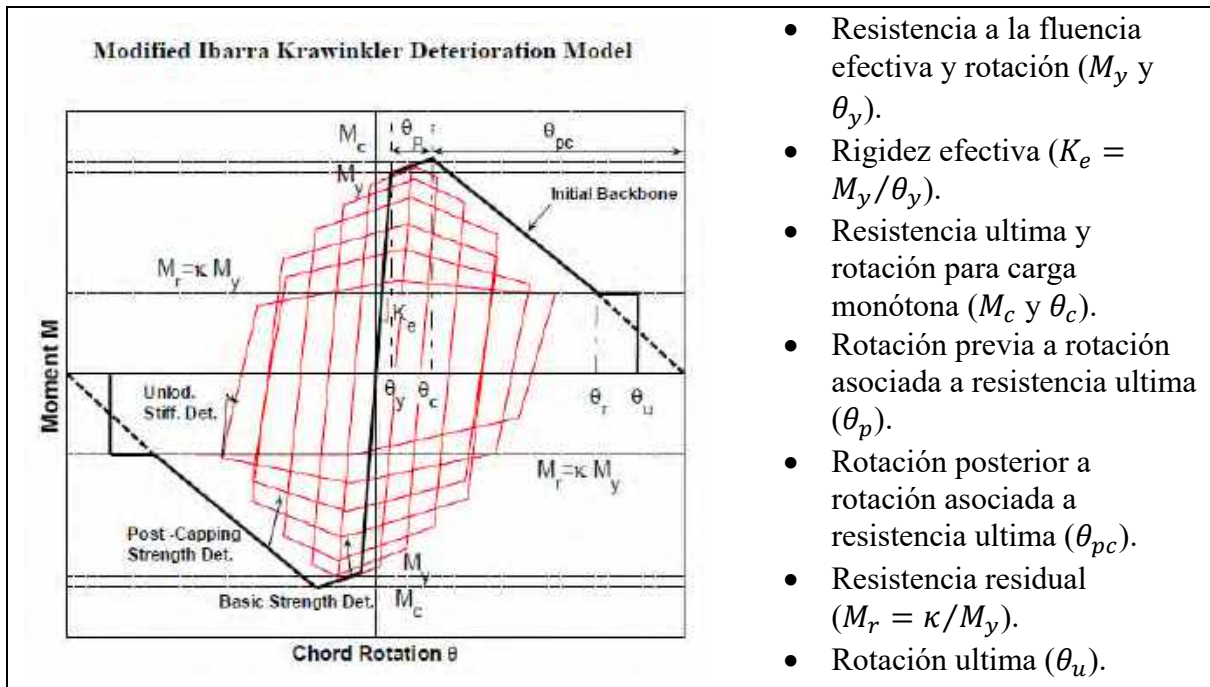


Figura 5.9. Modelo de deterioro Ibarra-Krawinkler modificado (Ver Tabla A.1).

La resistencia a la fluencia efectiva M_y de una columna se calculó con la ecuación (5.8) donde el valor 1.1 se obtuvo después de la calibración de más de 350 experimentos como material bilineal (Ibarra y Krawinkler 2005) y (Lignos y Krawinkler 2010).

$$M_y = 1.1ZF_y \quad (5.8)$$

La resistencia ultima M_c se considera que es 1.1 veces el valor de la resistencia a la fluencia por medio de los experimentos,

$$M_c = 1.1M_y \quad (5.9)$$

Entonces el endurecimiento por deformación del miembro $\alpha_{r,miem.}$ puede calcularse como:

$$\alpha_{r,miem.} = \frac{\Delta M_{in}}{K_{miem.} \Delta \theta_{r,miem.}} = \frac{(M_c - M_y)}{K_{miem.} \theta_p} = \frac{0.1M_y}{K_{miem.} \theta_p} \quad (5.10)$$

Y sustituyendo la ecuación (5.5) en la ecuación (5.10), $\alpha_{r,miem.}$ queda en función de la rigidez elástica del resorte.

$$\alpha_{r,miem.} = \frac{0.1M_y(n+1)}{K_{res} \theta_p} \quad (5.11)$$

Los parámetros del deterioro de estos resortes también se obtuvieron a partir de la calibración de los 350 experimentos en perfiles de acero. Estos parámetros son θ_p , θ_{pc} y Λ propuestos por Lignos y Krawinkler (2010),

$$\theta_p = 0.0865 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.365} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.140} \left(\frac{L}{d} \right)^{0.340} \left(\frac{c_{unit}^1 d}{533} \right)^{-0.721} \left(\frac{c_{unit}^2 F_y}{355} \right)^{-0.230} \quad (5.12)$$

$$\theta_{pc} = 5.63 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.565} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.800} \left(\frac{c_{unit}^1 d}{533} \right)^{-0.280} \left(\frac{c_{unit}^2 F_y}{355} \right)^{-0.430} \quad (5.13)$$

$$\Lambda = \frac{E_t}{M_y} = 495 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-1.34} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.595} \left(\frac{c_{unit}^2 F_y}{355} \right)^{-0.360} \quad (5.14)$$

donde h/t_w y $b_f/2t_f$ son relaciones de esbeltez y L/d es la relación largo-profundidad de la columna. Los coeficientes c_{unit}^1 y c_{unit}^2 son para conversión de unidades donde tienen valor de 1.0 si se usan mm y MPa, o 25.4 y 6.895 respectivamente si se usan pulgadas y ksi.

De la ecuación (5.9), la relación de post-fluencia M_c/M_y toma un valor de 1.1. Se usó un factor de resistencia residual κ igual a 0.4 tanto para el lado positivo como el negativo. Todos los valores “c” de la Tabla A.1 se tomaron igual a 1, o sea no hay deterioro. Finalmente la rotación última θ_u se fijó a 0.15 tanto para valor positivo y negativo. Todos estos valores se tomaron por ser valores predeterminados en otros trabajos (Lignos y Krawinkler 2010), (Bonzorgmehr 2012).

5.1.5. Resorte en el panel

En marcos sin arriostrar la flexibilidad del panel hará que los desplazamientos laterales rebasen aquellos en donde no se considera la presencia del panel. La Figura 5.10 muestra la contribución de columnas, vigas y panel al desplazamiento lateral de un marco. La

deformación por cortante del panel contribuye un 15% a 30% la distorsión de entrepiso total (Hamburger, y otros 2009).

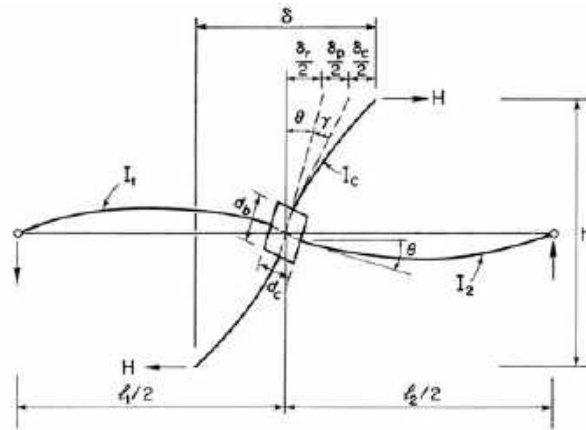


Figura 5.10. Contribución de vigas, columnas y panel al desplazamiento lateral (Hamburger, y otros 2009)

La zona del panel es sometida a grandes fuerzas de cortante debido a la transferencia de momentos por parte de vigas y columnas. A medida que estas fuerzas incrementan, el centro del panel comienza a fluir hasta propagarse hacia las esquinas del panel y por consecuencia se deforma como se muestra en la Figura 5.11a (amplificado). Se observó que a grandes distorsiones, en las esquinas del panel se formaban torceduras locales (Figura 5.11b), y dado que en esta zona frecuentemente existe soldadura, era muy probable que ahí ocurriera alguna fractura si no se tenía el especial cuidado a la hora del montaje. Experimentos han demostrado que la fluencia por cortante en el panel se presenta junto a un comportamiento altamente dúctil. El panel puede soportar grandes cargas cíclicas sin deterioro en la resistencia, además de exhibir endurecimiento por deformación (Figura 5.12).

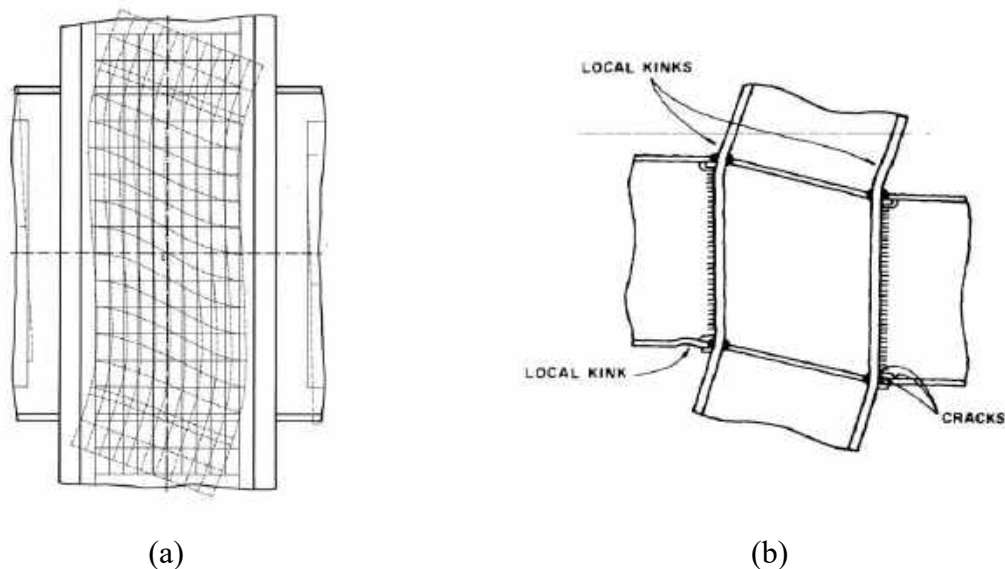


Figura 5.11. (a) Deformación en la zona del panel (Hamburger, y otros 2009). (b) Efecto de distorsión excesiva (Krawinkler 1978)

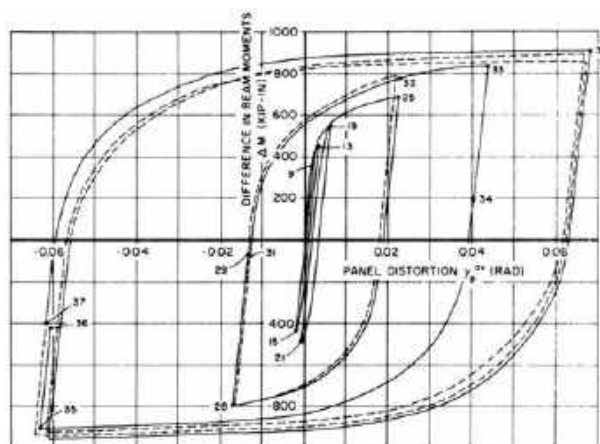


Figura 5.12. Relación fuerza-deformación típica de un panel (Hamburger, y otros 2009)

Es deseable en algunos casos que el panel contribuya en la disipación de energía mediante deformación inelástica; esto se logra disminuyendo parte de la deformación inelástica en la viga pasándosela al panel. Este trabajo en conjunto se hace poniendo en sintonía la resistencia a momento de las vigas con la resistencia a cortante del panel, pudiendo recurrir a placas para reforzar esta zona si el diseño así lo requiere.

Se han propuesto varios modelos matemáticos del comportamiento del panel en función de la fuerza cortante contra distorsión de cortante basándose en experimentos o modificando modelos ya existentes. Los modelos difieren en la representación del intervalo inelástico,

pero todos concuerdan en la zona elástica. El modelo usado en este trabajo es el propuesto por Krawinkler (1978).

La resistencia a la fluencia del panel está dada por:

$$V_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}} A_{eff} = \frac{F_y}{\sqrt{3}} (0.95 d_c t_{cw}) \approx 0.55 F_y d_c t_{cw} \quad (5.15)$$

donde F_y es la resistencia a la fluencia del material, A_{eff} es el área efectiva a cortante del panel, d_c es la profundidad de la columna y t_{cw} es el espesor del alma de la columna incluyendo placas de refuerzo. La distorsión de fluencia γ_y correspondiente está dada por:

$$\gamma_y = \frac{F_y}{\sqrt{3} \times G} \quad (5.16)$$

La rigidez elástica, K_e del panel da como resultado:

$$K_e = \frac{V_y}{\gamma_y} = 0.95 d_c t_{cw} G \quad (5.17)$$

donde G es el módulo de cortante del material de la columna.

La resistencia adicional después de la fluencia proviene principalmente de los patines de la columna, específicamente en las esquinas del panel, las cuales tienen que flexionarse debido a la distorsión por cortante. La resistencia plástica al cortante se estima mediante la siguiente ecuación:

$$V_p = V_y \left(1 + \frac{3K_p}{K_e} \right) \approx 0.55 F_y d_c t_{cw} \left(1 + \frac{3.45 b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t_{cw}} \right) \quad (5.18)$$

donde K_p es la rigidez después de la fluencia, b_c es el ancho del patín de la columna y t_{cf} es el espesor del patín de la columna. Esta resistencia se asume válida hasta una deformación de $4\gamma_y$ donde después se considera un endurecimiento por deformación del 3% la rigidez inicial (Figura 5.13).

Como se muestra en la Figura 5.4, todo el comportamiento del panel es modelado mediante un solo resorte de longitud cero que une dos nodos en la esquina superior derecha, dejando las otras tres esquinas como articulaciones. Los demás elementos que forman el panel consideran efectos de segundo orden P-Delta y se suponen rígidos axialmente y a flexión. Para modelar el resorte se utilizó el material *Hysteretic Material* de la librería de OpenSees 2.4.4 (2014) donde el comportamiento trilateral (Figura 5.13) debido a tres diferentes distorsiones (γ_y , $4\gamma_y$ y $100\gamma_y$). Se supuso que no existe deterioro en el panel. La Figura 5.14 y la Tabla A.2 muestran los parámetros necesarios que describen la curva esfuerzo-deformación del panel. Una vez formado el material, este es insertado en el resorte.

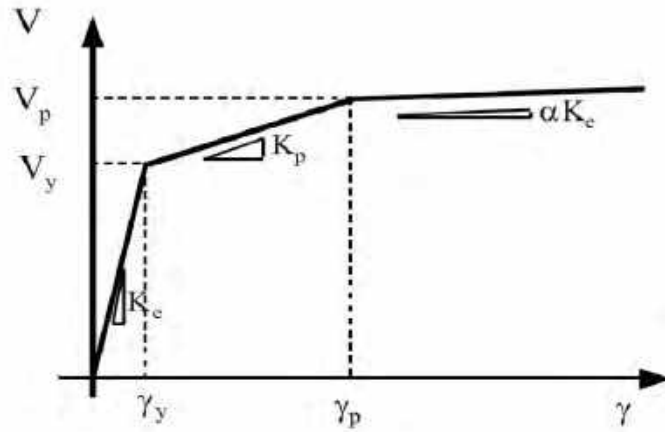


Figura 5.13. Relación trilateral cortante-deformación para la zona del panel o tablero (Gupta y Krawinkler 1999)

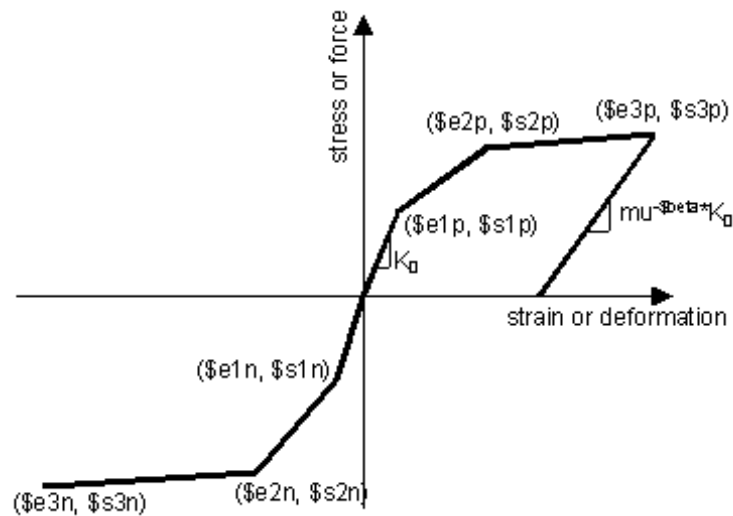


Figura 5.14. Definición de la curva esfuerzo-deformación de un panel en OpenSees

5.1.6. Pinching4 (Resortes PRCC)

Este comando se usa para construir un material uniaxial que representa un adelgazamiento de respuesta carga-deformación y que exhibe degradación durante cargas cíclicas. La degradación cíclica de la resistencia y rigidez ocurre en tres formas: degradación de la rigidez en la descarga, degradación de la rigidez en la recarga y degradación de la resistencia. El material *Pinching4* se usó para definir la curva momento-rotación de las conexiones PRCC para luego ser asignado a un resorte de longitud cero que une dos nodos

en los extremos de las vigas. La curva a definir consiste en cuatro puntos del lado negativo y cuatro del lado positivo como se puede ver en la Figura 5.15.

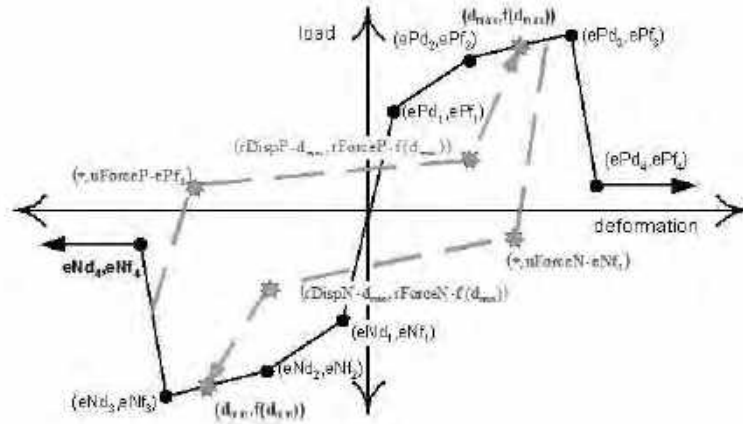


Figura 5.15. Definición del material uniaxial *Pinching4*

Las rotaciones que se usaron son: 2, 20, 30 y 80 mili-radianes tanto del lado negativo como del positivo. Para las rotaciones de 2 y 20 mili-radianes, sus respectivos momentos se obtuvieron mediante las ecuaciones (3.1) y (3.2). El momento correspondiente a 20 mili-radianes se multiplicó por 1.1 y 0.2 para obtener el momento de 30 y 80 mili-radianes, respectivamente. Podrá parecer exagerado que se haya extendido la curva a rotaciones tan grandes, pero se ha comprobado en experimentos que la conexión no falla a 20 mili-radianes, sino que se extiende más allá. En este caso se supuso que la rotación al momento máximo es de 30 mili-radianes y a partir de este punto la curva descende paulatinamente evitando así una falla frágil que implique problemas numéricos. Habrá que considerar además que la respuesta de la conexión ante cargas cíclicas no seguirá la envolvente de la curva *Pinching4*, sino que quedará separada de esta debido a la degradación cíclica que se discutirá en el Capítulo 6.

Tomando como ejemplo la curva momento-rotación de la Figura 3.2 para una conexión típica, se muestra en la Figura 5.16 el uso del material *Pinching4* simulando la misma conexión donde se aprecia que la curva histerética sigue la forma descrita por las ecuaciones (3.1) y (3.2). El resto de los parámetros de la Tabla A.3 correspondientes al deterioro de la rigidez y la resistencia, es materia del capítulo 6 donde se hace la calibración experimental con OpenSees.

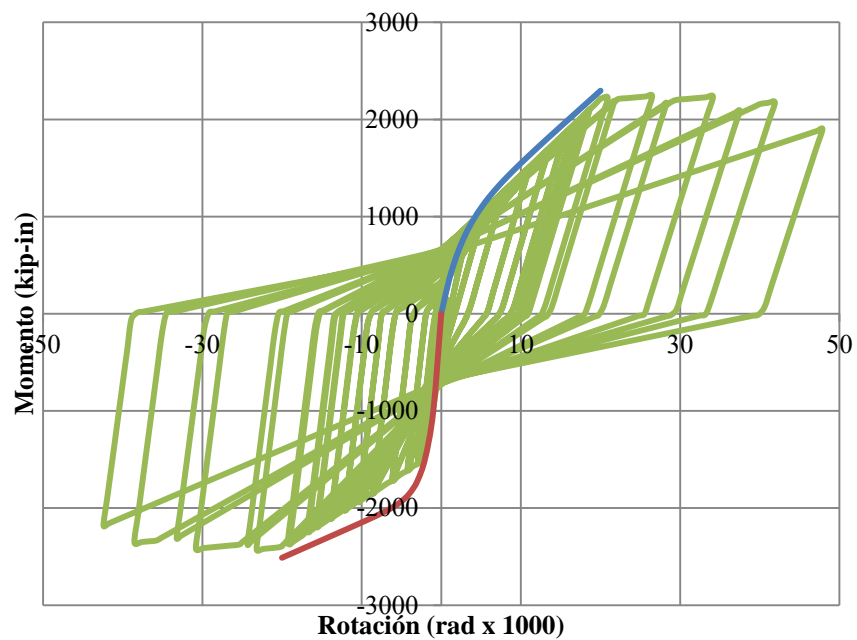


Figura 5.16. Ensamble de ecuaciones (3.1) y (3.2) y material Pinching4.

6. CALIBRACIÓN EN OPENSEES

Como se comentó en la sección 5.1.6, los puntos que describen la curva se obtienen partiendo de las ecuaciones (3.1) y (3.2), pero es necesario definir el deterioro histerético de resistencia y rigidez. La mejor manera de hacer esto es hacer una calibración del modelo en OpenSees con pruebas hechas en laboratorio.

6.1. Prueba de Leon-Ammerman

El espécimen para el experimento a escala real es un marco de dos crujeas con longitud de centro a centro de columna de 7.82 m. (25 pies, 8 in) y una altura de entrepiso de 3.96 m. (13 pies) (Figura 6.1). Se usaron columnas con un $f'_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$ (36 ksi) de sección W14X120 articuladas en los extremos para simular los puntos de inflexión al centro de entrepiso, y las vigas fueron sección W14X38 con 8.25 cm (3.25 in.) de concreto ligero sobre 5.08 cm (2 in) de losacero. La resistencia del concreto fue de 250 kg/cm^2 (3.5 ksi). La acción compuesta completa se le dio con un par de pernos de cortante colocados en cada costilla de la losacero a 30.48 cm (12 in.) de espaciamiento a lo largo de la viga.

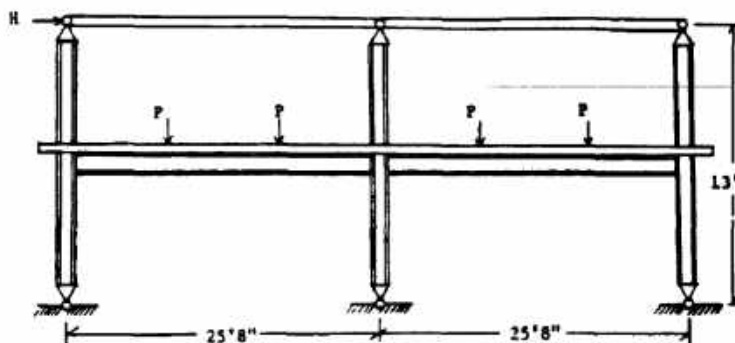


Figura 6.1. Vista general de espécimen SRCF2C (Ammerman y Leon 1987)

La conexión consistió de un ángulo de asiento L178X102X9.5 y 203.2 mm de ancho (L7X4X3/8 y 8 in.) y un doble ángulo al alma 2L102X102X6.4 y 279.4 mm de largo (2L4X4X1/4 y 11 in.). Estos ángulos se atornillaron con tornillos A325 de 1 in. apretados con el método de vuelta de tuerca (*turn-of-the-nut*) de acuerdo a las especificaciones AISC. Se pusieron ocho barras de refuerzo longitudinal del #4 con esfuerzo de fluencia de 4429 kg/cm^2 (63 ksi) a lo largo de las vigas. Se consideró que el acero de refuerzo se colocó 2.54 cm. (1 in.) por debajo del piso terminado dejando así una distancia del patín superior de la viga al centroide del acero de refuerzo (Y3) de 10.16 cm. (4 in.). Para las conexiones externas la losa compuesta se extendió 61 cm. (2 pies) a partir del centro de columna a fin de proveer un buen anclaje del acero de refuerzo. Esta parte externa de la

losa se reforzó con una sola barra transversal #4 en el extremo izquierdo y con tres barras en el extremo derecho.

La carga gravitacional de espécimen se aplicó simétricamente en dos puntos en cada crujía para simular las cargas de vigas secundarias que llegan a la trabe. Esta carga fue aplicada lentamente hasta un nivel de 7257 kgf (16 kips) y después se mantuvo constante para la aplicación de la carga lateral. La carga lateral se aplicó a lo largo de un puntal rígido que une la parte superior de las tres columnas para que todas pudieran tener el mismo desplazamiento lateral.

La combinación de cargas se escogió para simular una carga total en piso de 342 kg/m^2 (70 libras/pie²). Las cargas laterales cíclicas fueron aplicadas para distorsión de entrepiso de 0.1, 0.25, 0.5, 0.75, 1.00, 1.50 y 2.00 por ciento (Figura 6.2). Esta secuencia de carga no trataba de simular cargas sísmicas ni cargas de viento, simplemente se buscaba extraer información del comportamiento del sistema. Como se puede observar en la Figura 6.3, la curva carga-distorsión obtenida en OpenSees queda ligeramente desfasada a la del experimento, esto es porque en las pruebas de laboratorio es muy difícil acertar los protocolos de carga con exactitud.

A fin de poder asemejar el comportamiento de OpenSees con el del experimento es necesario hacer ajustes en los valores de la Tabla A.3 correspondientes al material uniaxial *Pinching4* (sección 5.1.6). Estos ajustes se hicieron mediante prueba y error.

Los números flotantes de la Tabla 6.1 correspondientes a \$rDisp resultaron ser 0.20 y 0.40, es decir, el desplazamiento en que la recarga comienza es el 20% el desplazamiento correspondiente a la carga máxima actual positiva y del 40% el desplazamiento correspondiente a la carga máxima actual negativa. Los números flotantes correspondientes a \$rForce resultaron ser 0.30 y 0.60, es decir, la recarga del lado positivo comienza a un 30% la carga máxima actual positiva y la recarga del lado negativo comienza a un 60% la carga máxima actual negativa. Los números flotantes correspondientes a \$uForce resultaron ser 0.35 y 0.20, es decir, la carga desarrollada durante la descarga (del lado negativo) es del 35% la carga máxima positiva y la carga desarrollada durante la descarga (del lado positivo) es del 20% la carga máxima negativa. Ver Figura 5.15.

Los valores utilizados para controlar la degradación cíclica de la rigidez en descarga \$gK1 \$gK2 \$gK3 \$gK4 \$gKLim fueron: 0.5 0.2 0.3 0.2 0.8, respectivamente. Los valores para controlar la degradación cíclica de la rigidez en recarga \$gD1 \$gD2 \$gD3 \$gD4 \$gDLim fueron: 0.5 0.5 2 2 0.5, respectivamente. Los valores utilizados para controlar la degradación de la resistencia \$gF1 \$gF2 \$gF3 \$gF4 \$gFLim fueron: 1 0 1 1 0.5, respectivamente.

El valor utilizado para definir la máxima energía disipada ante carga cíclica \$gE\$, fue igual a 10. El tipo de daño usado fue el de “energía”. En la Figura 6.4, Figura 6.5, Figura 6.6 y Figura 6.7 se presentan las curvas momento rotación de las conexiones partiendo de izquierda a derecha. La curva carga-distorsión se muestra en la Figura 6.3. Un resumen de todos los parámetros usados se presenta en la Tabla 6.1.

Hay que resaltar que el experimento no se comportó adecuadamente ya que falló prematuramente debido al poco acero transversal usado en la conexión externa izquierda.

Tabla 6.1. Valores obtenidos una vez calibrado el experimento (Ammerman y Leon 1987)

Parámetros	Valores
\$rDispP, \$rDispN	0.2, 0.4
\$rForceP, \$rForceN	0.3, 0.6
\$uForceP, \$uForceN	-0.35, 0.20
\$gK1, \$gK2, \$gK3, \$gK4, \$gKLim	0.5, 0.2, 0.3, 0.2, 0.8
\$gD1, \$gD2, \$gD3, \$gD4, \$gDLim	0.5, 0.5, 2.0, 2.0, 0.5
\$gF1, \$gF2, \$gF3, \$gF4, \$gFLim	1.0, 0.0, 1.0, 1.0, 0.5
\$gE	10
\$dmgType	"energy";

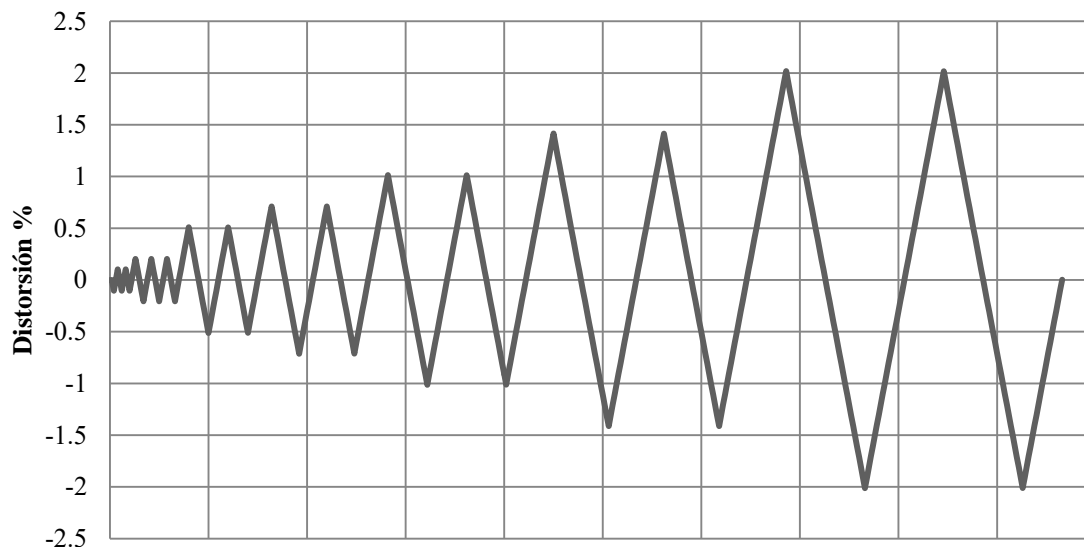


Figura 6.2. Secuencia de carga Leon-Ammerman

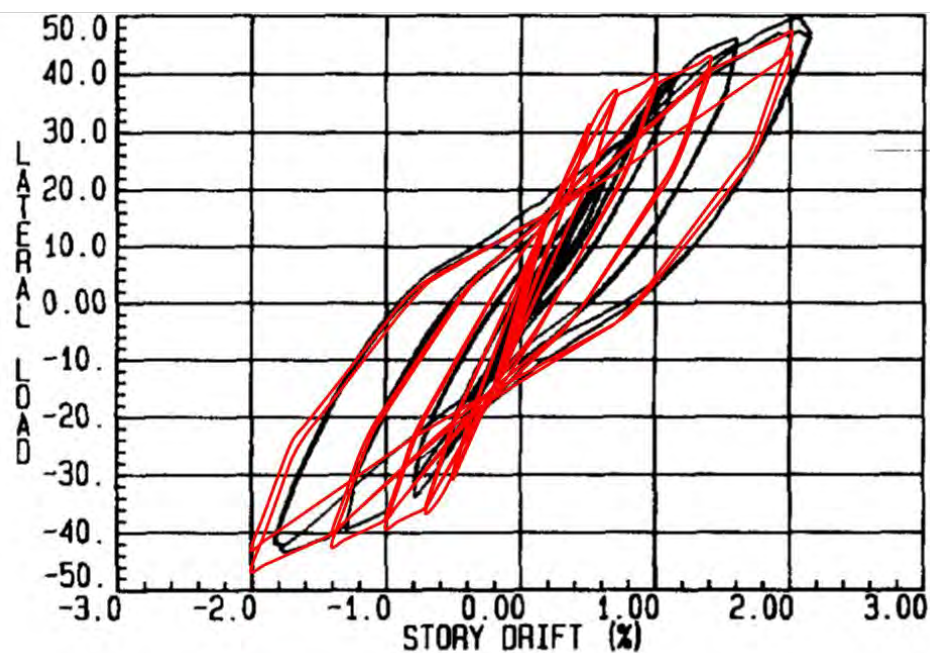


Figura 6.3. Curva carga-distorsión. Leon-Ammerman (negro), OpenSees (rojo).

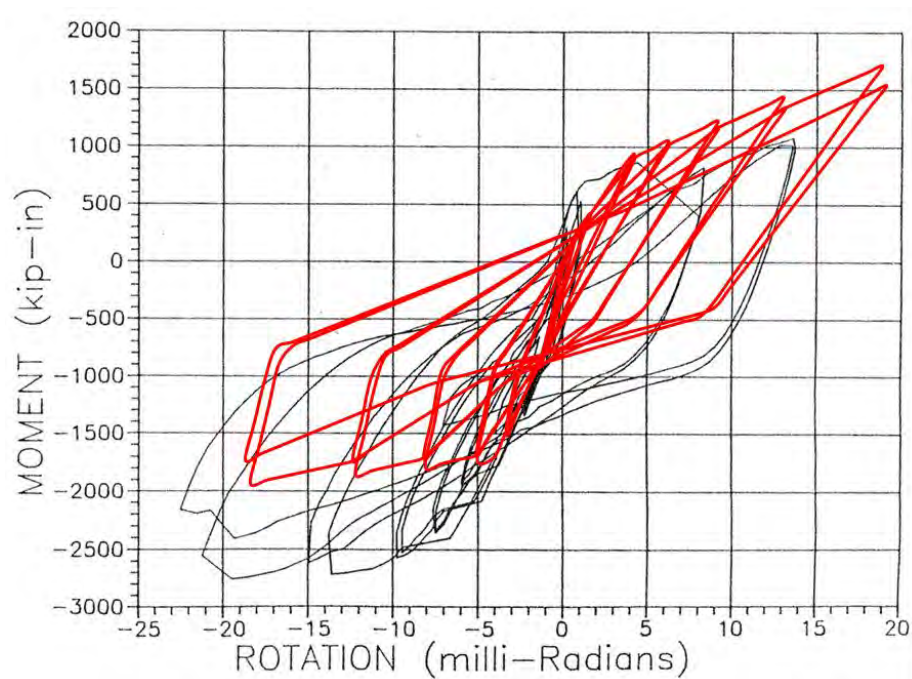


Figura 6.4. Curva momento-rotación de PRCC externa, crujía izquierda.
Leon-Ammerman (negro), OpenSees (rojo).

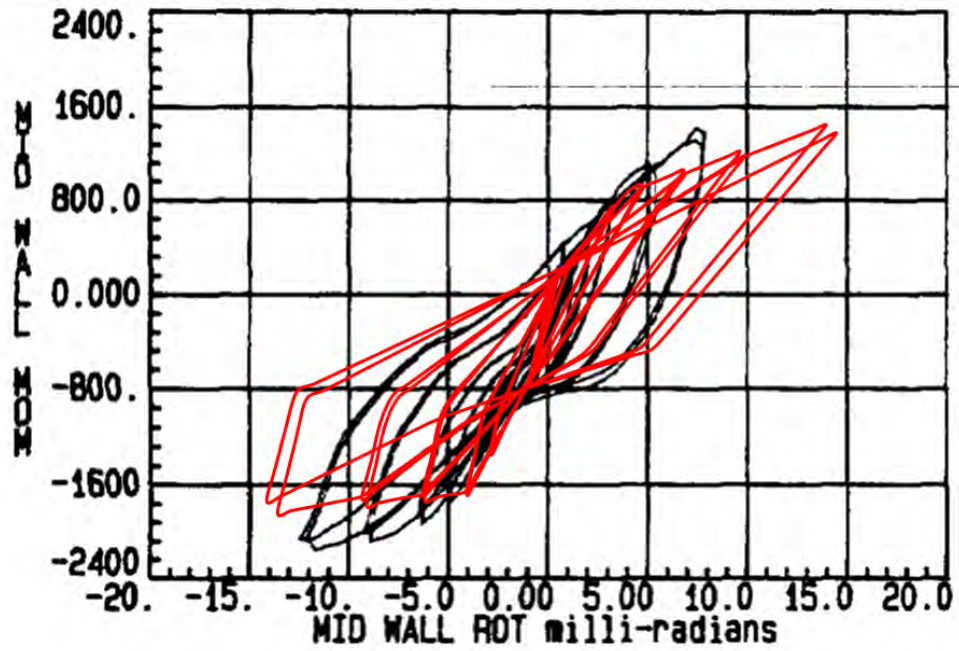


Figura 6.5. Curva momento-rotación de PRCC interna, crujía izquierda.
Leon-Ammerman (negro), OpenSees (rojo).

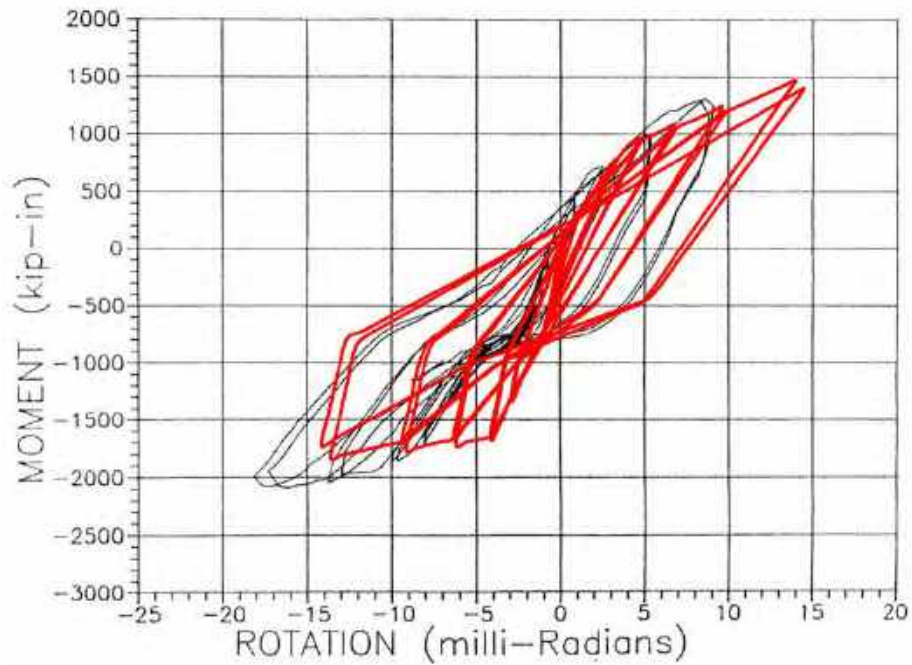


Figura 6.6. Curva momento-rotación de PRCC interna, crujía derecha.
Leon-Ammerman (negro), OpenSees (rojo).

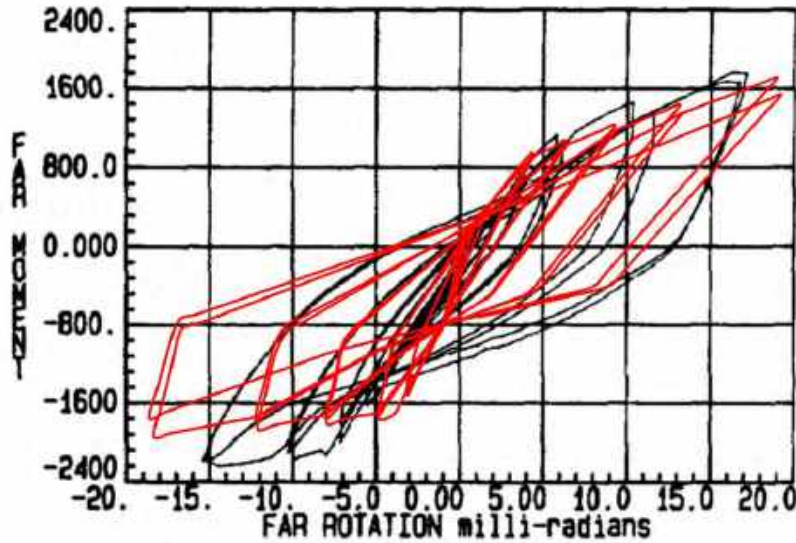


Figura 6.7. Curva momento-rotación de PRCC externa, crujía derecha.
Leon-Ammerman (negro), OpenSees (rojo).

6.2. Prueba de Leon-McCauley

El espécimen se muestra en la Figura 6.8. La configuración general consistió en una columna W14X120 con una viga W14X38 a cada lado del patín de la columna. La longitud de la columna fue de 3.94 m. (155 in.). Las articulaciones a los extremos se situaron de esa manera para simular el punto de inflexión a mitad de entrepiso. Las vigas fueron de 3 m. (120 in.) de largo, y al igual que las columnas, se simuló el punto de inflexión a la mitad del claro. El esfuerzo de fluencia de todos los elementos fue de $f_y' = 2530 \text{ Kg/cm}^2$ (36 ksi).

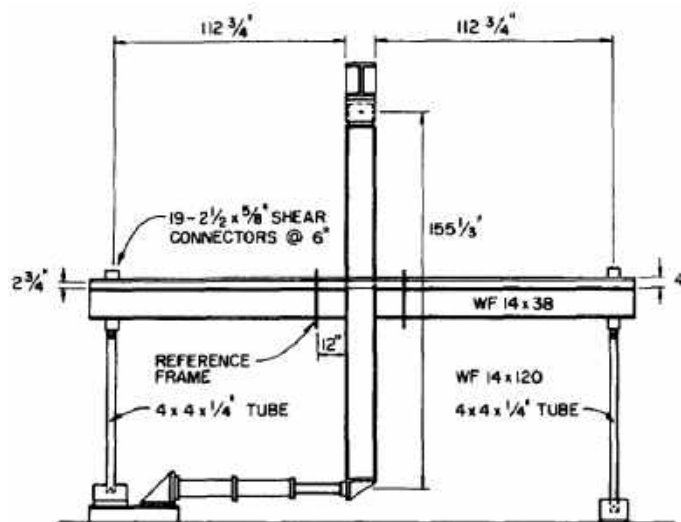


Figura 6.8. Vista general de espécimen SRCC3C (McCauley y Leon 1988)

El espécimen para esta prueba fue similar a las conexiones internas de la prueba anterior, excepto que el ángulo de asiento fue un L178X102X12.7 y 241.3 mm. de ancho (L7X4X1/2 y 9.5 in.) y los tornillos fueron A325, 3/4 in (Figura 6.9). La losa fue solida rectangular de 152.4 cm. (60 in) de ancho y 10.16 cm (4 in) de espesor. Se usaron 8 barras #4 Grado 60 en la losa con 1 in. de recubrimiento, dejando así 6.95 cm. (2.75 in.) de distancia desde el patín superior de la viga al centroide del acero de refuerzo (Y3). La resistencia del concreto fue de 258 kg/cm^2 (4.0 ksi). La acción compuesta completa se le dio con pernos de cortante colocados a lo largo de la viga a una distancia de 15.24 cm (6 in.).

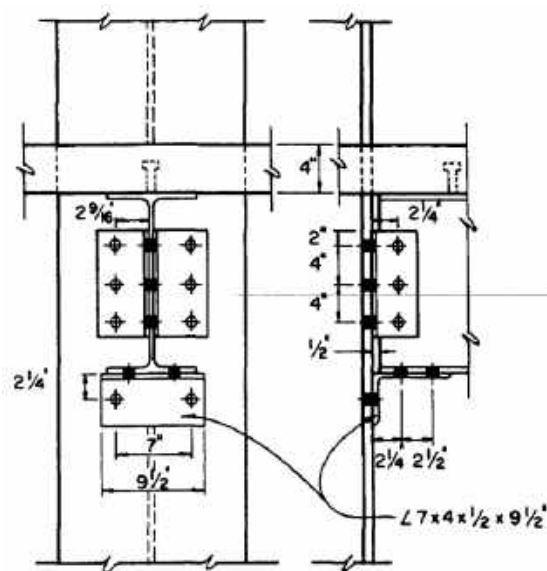


Figura 6.9. Detalle de la conexión de experimento (McCauley y Leon 1988).

El protocolo de carga usado se muestra en la Figura 6.10. El diagrama carga-distorsión se muestra en la Figura 6.11. En la Figura 6.12 y Figura 6.13 se presentan las curvas momento rotación de las conexiones oeste y este, respectivamente. El resumen de los valores obtenidos una vez calibrado el experimento se presenta en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2. Valores obtenidos una vez calibrado el experimento (McCauley y Leon 1988)

Parámetros	Valores
\$rDispP, \$rDispP	0.0, 0.4
\$rForceP, \$rForceN	0.3, 0.6
\$uForceP, \$uForceN	-0.1, 0.0
\$gK1, \$gK2, \$gK3, \$gK4, \$gKLim	0.3, 0.0, 0.6, 0.0, 0.5
\$gD1, \$gD2, \$gD3, \$gD4, \$gDLim	0.5, 0.5, 2.0, 2.0, 0.9
\$gF1, \$gF2, \$gF3, \$gF4, \$gFLim	1.1, 0.0, 0.9, 1.0, 0.9

$\$gE$	10
$\$dmgType$	"energy";

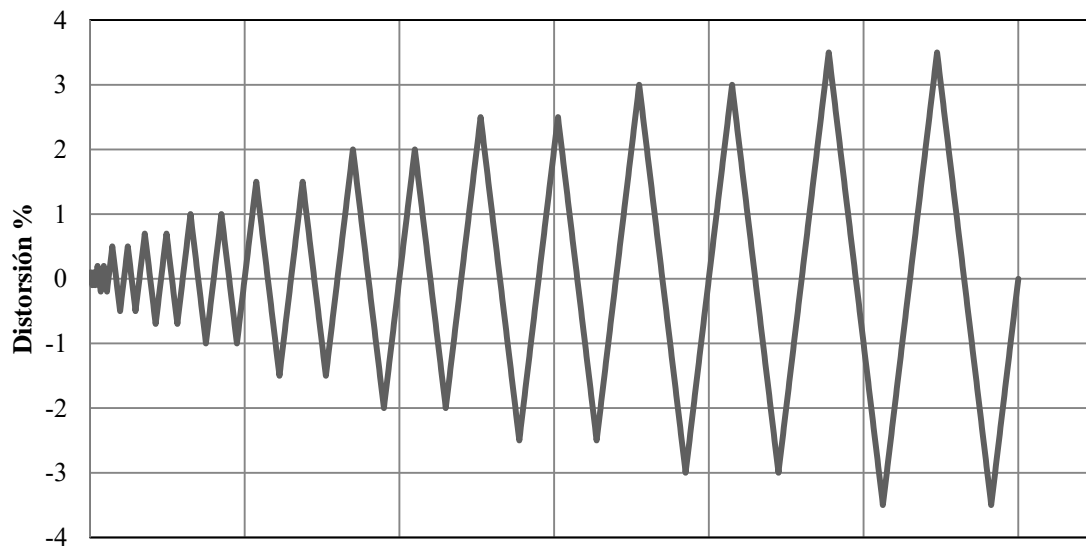


Figura 6.10. Secuencia de carga.Leon-McCauley

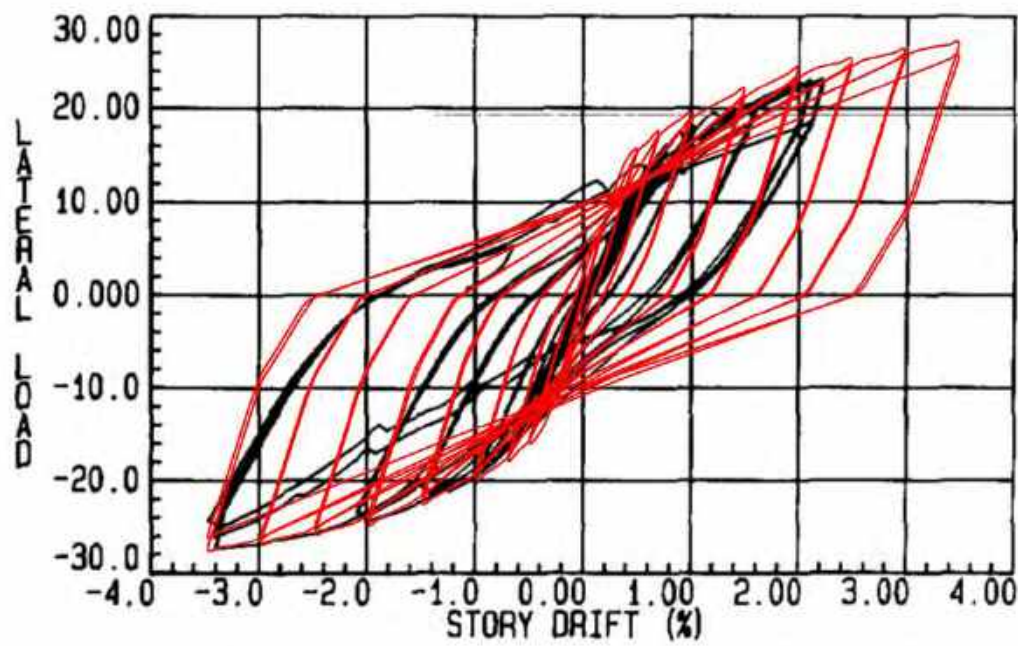


Figura 6.11. Curva carga-distorsión. Leon-McCauley (negro), OpenSees (rojo).

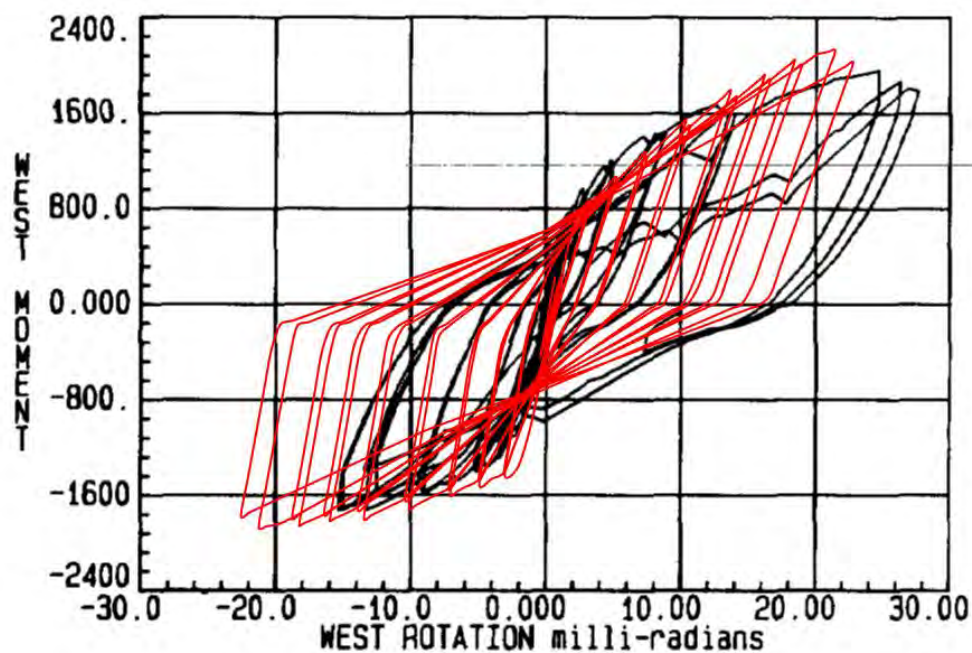


Figura 6.12. Curva momento-rotación de PRCC oeste.
Leon-McCaulay (negro), OpenSees (rojo).

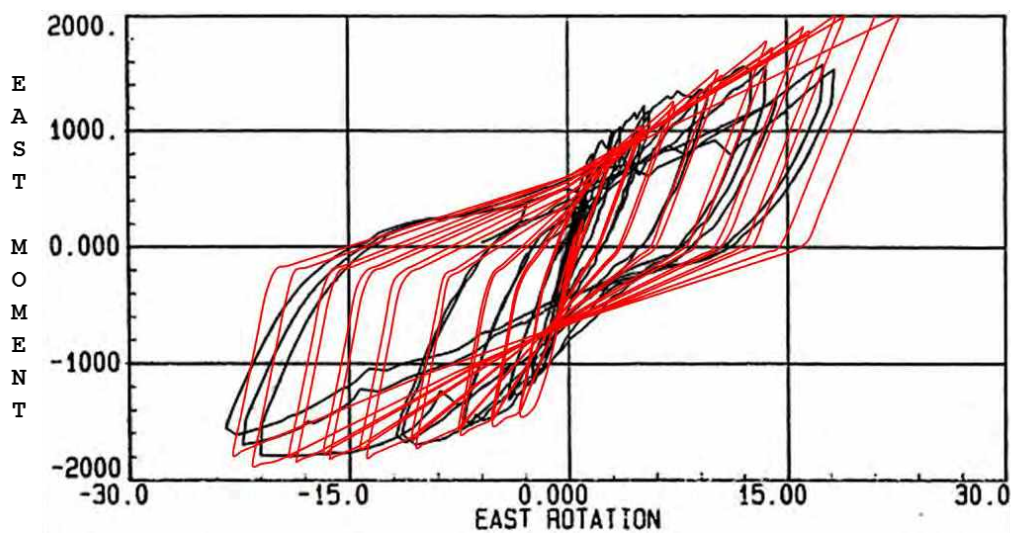


Figura 6.13. Curva momento-rotación de PRCC este.
Leon-McCaulay (negro), OpenSees (rojo).

Como se comentó anteriormente, el experimento hecho por Ammerman y Leon (1987) no se comportó adecuadamente ya que falló prematuramente debido al poco acero transversal

usado en la conexión externa izquierda; por lo tanto se consideró que la calibración sería más realista si se usaba la obtenida con el experimento de McCauley y Leon (1988).

7. ANÁLISIS NO LINEALES

Como se comentó en el capítulo 5, se tomó una muestra de los edificios diseñados para ser analizada en OpenSees. En este trabajo, se escogió un marco interno de tres crujiás (Figura 5.1).

Este capítulo está dividido en tres partes generales: Análisis estático monotónico no lineal (sección 7.2) donde se analizan 3 marcos (uno por edificio) ante pushover monotónico; Análisis estático cíclico no lineal (sección 7.4) donde se analizan los mismos marcos ante pushover cíclico; y Análisis dinámico no lineal (sección 7.5) donde los marcos se someten a diversos acelerogramas escalados al espectro de diseño elástico correspondiente.

7.1. Análisis con valores propios

Antes de iniciar con los análisis no lineales se debe corroborar que los modelos construidos en OpenSees den resultados congruentes, por eso primero se verificaron los periodos de los marcos obtenidos en OpenSees con los de ETABS (Tabla 7.1). Se verifica que los modelos dan resultados consistentes.

Tabla 7.1. Periodos de los marcos obtenidos con OpenSees y ETABS

	4SMF1		4OMF1		8SMF2	
Modo	OpenSees	ETABS	OpenSees	ETABS	OpenSees	ETABS
1	1.2586	1.241	0.8363	0.848	1.2129	1.335
2	0.4025	0.434	0.2617	0.299	0.4047	0.475
3	0.2044	0.253	0.1325	0.179	0.2245	0.283
4	0.1319	0.184	0.0817	0.132	0.1445	0.199

7.2. Análisis estático monotónico no lineal

La distribución de fuerzas laterales se aplicó de forma triangular de acuerdo al capítulo 8 de las NTC-DS (2004) tomando en cuenta las consideraciones del Apéndice A.5. La fuerza correspondiente al nivel i se calcula con la siguiente expresión:

$$F_i = W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \left(\frac{a}{Q'R} \right) \quad (7.1)$$

donde

W_i = peso del i -ésimo nivel sobre el terreno

h_i = altura del i-ésimo nivel sobre el terreno

a = ordenada del espectro de aceleraciones expresada como fracción de la gravedad

Q' = factor de ductilidad

R = factor de reducción por sobrerresistencia

La evaluación de las estructuras mediante análisis pushover se llevó acabo según la metodología presentada en FEMA P695 (2009). La Figura 7.1 muestra una curva pushover idealizada donde V_{max} es el cortante máximo, $\delta_{y,eff}$ es el desplazamiento de fluencia efectivo a nivel de azotea y δ_u es el desplazamiento último a nivel de azotea correspondiente a cuando la estructura pierde 20% de su resistencia máxima.

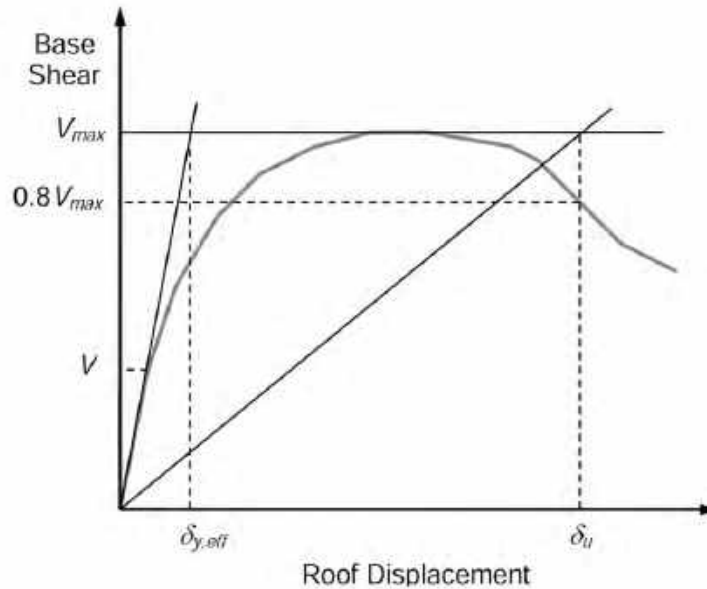


Figura 7.1. Curva no lineal Pushover idealizada (FEMA P695 2009)

Un análisis pushover no lineal sirve para evaluar y/o calcular algunos parámetros globales como lo son el factor de sobrerresistencia R definido como la relación de cortante máximo y cortante de diseño (ecuación (7.2)) y el factor de ductilidad basado en el periodo fundamental μ_T definido como la relación de desplazamiento ultimo a nivel de azotea y desplazamiento de fluencia efectivo a nivel de azotea (ecuación (7.3)).

$$R = \frac{V_{max}}{V} \quad (7.2)$$

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad (7.3)$$

El desplazamiento de fluencia efectivo a nivel de azotea está dado por:

$$\delta_{y,eff} = C_0 \frac{V_{max}}{W} \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] (\max(T, T_1))^2 \quad (7.4)$$

donde C_0 depende del desplazamiento de azotea en el modo fundamental; V_{max}/W es el cortante máximo normalizado por el peso de la estructura; g es la constante de gravedad; T es el periodo fundamental ($T = C_u T_a = 1.4(0.028)h_n^{0.8}$) definido por el ASCE/SEI 7-10; y T_1 es el periodo fundamental obtenido mediante un análisis con eigenvalores.

El coeficiente C_0 está basado en la ecuación C3-4 del ASCE/SEI 41-06:

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\sum_1^N m_x \phi_{1,x}}{\sum_1^N m_x \phi_{1,x}^2} \quad (7.5)$$

donde m_x es la masa en el nivel x , $\phi_{1,x}$ ($\phi_{1,r}$) es la ordenada del modo fundamental en el nivel x (azotea) y N es el número de niveles.

Las curvas cortante-distorsión de azotea se muestran en la Figura 7.2, Figura 7.4 y Figura 7.6. Además en la Figura 7.3, Figura 7.5 y Figura 7.7 se presentan tres niveles de distorsión de entrepiso para los tres niveles de distorsión de azotea presentados en las figuras anteriores. Se mostrará más adelante que ninguna columna alcanza su fluencia antes del punto 2 de las curvas pushover, a excepción de las columnas del primer piso (en la base) que si logran articularse antes de alcanzar el cortante máximo. Esto confirma que la mayoría de la ductilidad es provista por las conexiones y el panel.

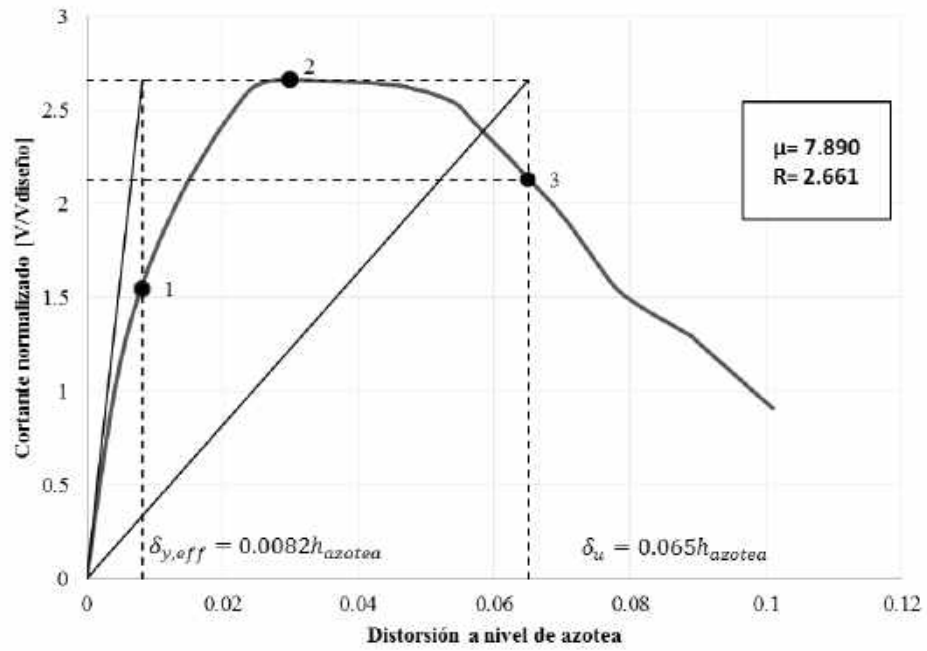


Figura 7.2. Pushover arquetipo 4SMF1

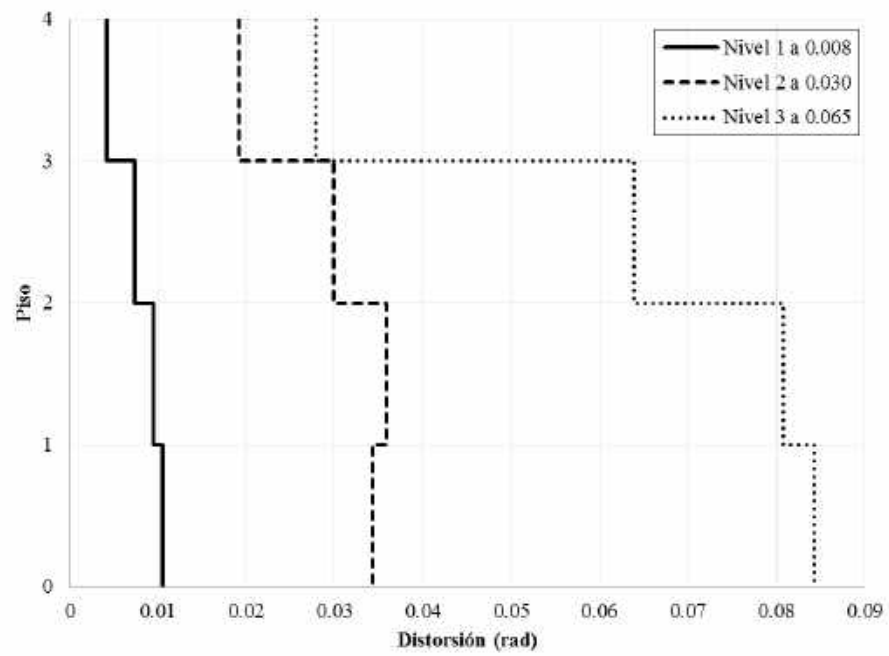


Figura 7.3. Distorsiones por piso de pushover arquetipo 4SMF1

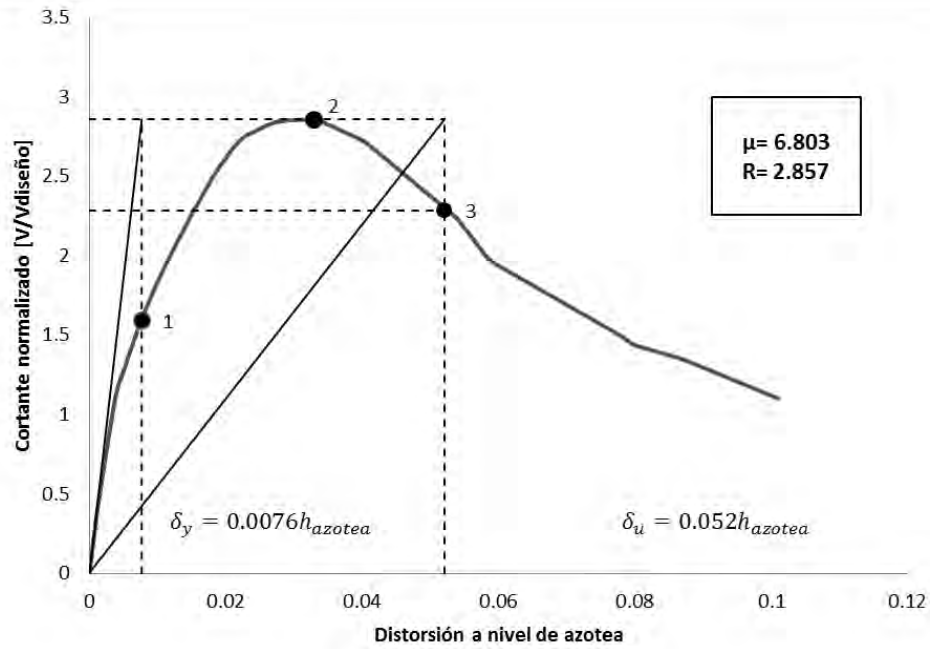


Figura 7.4. Pushover arquetipo 4OMF1

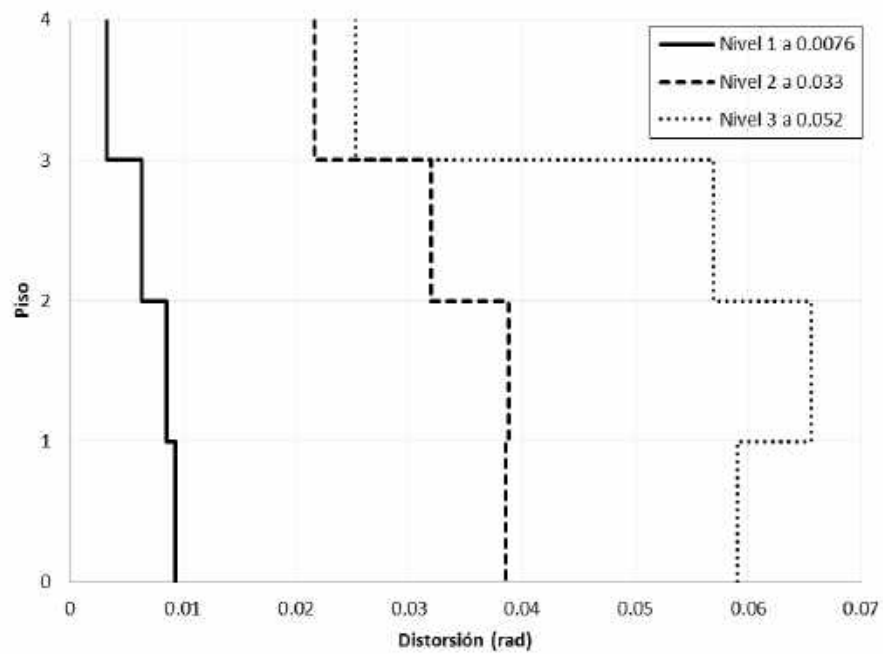


Figura 7.5. Distorsiones por piso de pushover arquetipo 4OMF1

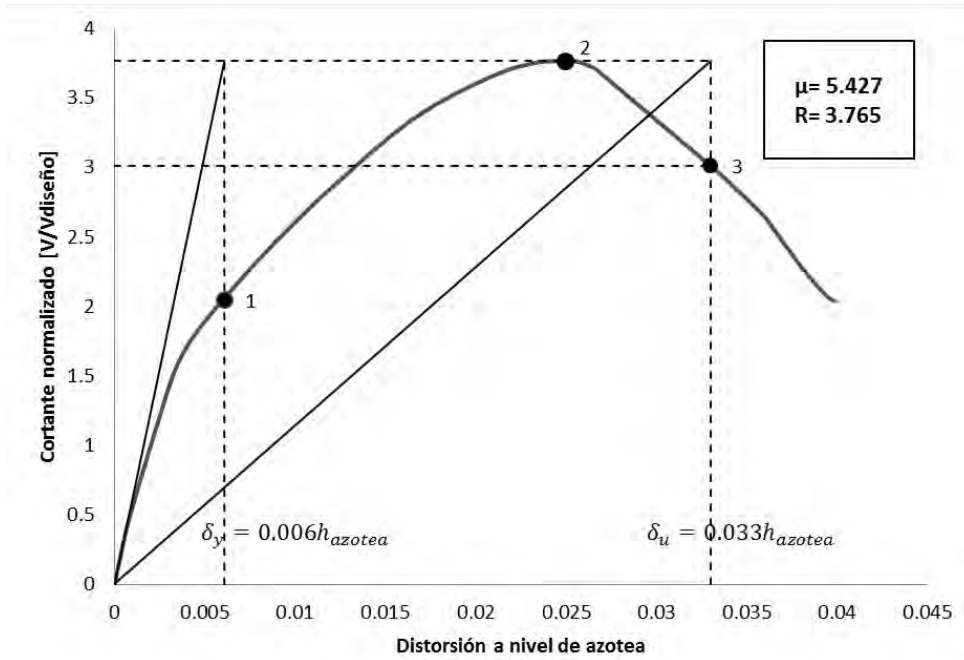


Figura 7.6. Pushover arquetipo 8SMF2

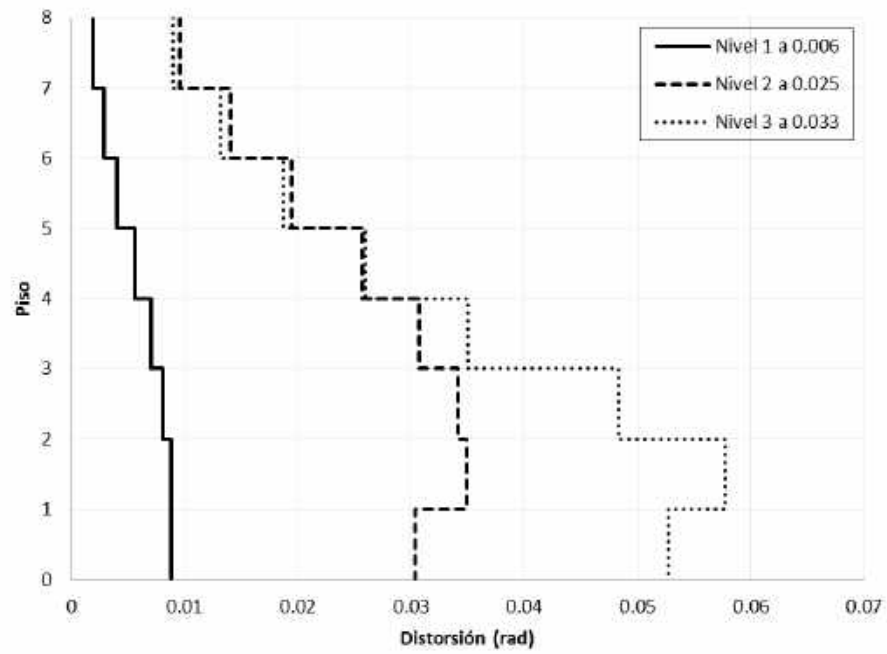


Figura 7.7. Distorsiones por piso de pushover arquetipo 8SMF2

En el instante en que se alcanza el punto 2 de las curvas pushover, se observa que las respectivas distorsiones de entrepiso son muy altas para los pisos inferiores. Esto se debe a que la rotación correspondiente al momento máximo de las conexiones, justo antes del descenso de la curva, es de 30 mili-radianes y no de 20 como se supuso en el diseño (ver Figura 3.2), lo que le da capacidad extra a la estructura de resistir desplazamientos sin perder resistencia. Como se discutió anteriormente en la sección 5.1.6, esta holgura se le dio a las conexiones para considerar la degradación cíclica de rigidez y resistencia que hace que la curva real quede por debajo de la envolvente definida por el comando *Pinching4*. Sin embargo ante análisis pushover monótonico esta degradación no sucede y la curva de las conexiones sigue el camino trazado por la envolvente.

Como se esperaba, el factor de sobrerresistencia R para los tres casos es alrededor de 3. Este valor resultó así a causa de dos motivos. El primero es que como se comentó anteriormente, ante pushover monótonico la degradación cíclica no está presente por lo que la estructura resiste más a que si las cargas fueran cíclicas; y el segundo es que este es el factor de sobrerresistencia ($\Omega = 3$) para marcos compuestos de acuerdo a la tabla 12.2-1 del ASCE/SEI 7-10. Es importante señalar que el factor de sobrerresistencia presentado en el Apéndice A de las NTC-DS (2004), una vez pasado el límite inferior de la meseta del espectro de diseño T_a , siempre vale 2, independientemente al tipo de sistema estructural. Por otra parte el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, sí considera el sistema estructural mediante un índice de sobrerresistencia:

$$R = \begin{cases} R_0 + 0.5 \left(1 - \sqrt{T_e/T_a} \right); & T_e \leq T_a \\ R_0; & T_e > T_a \end{cases} \quad (7.6)$$

donde,

T_a es el límite inferior de la meseta del espectro de diseño

T_e es el periodo fundamental de la estructural en la dirección del análisis

R_0 es la sobrerresistencia índice, dependiendo del sistema estructural

El valor de la sobrerresistencia índice R_0 puede ser igual a 2, 2.5 ó 3, dependiendo del sistema estructural. Para el caso de marcos dúctiles compuestos este valor es 2.5.

En general, factores de ductilidad basados en el periodo fundamental μ_T alrededor de 2 ó 3 están asociados a marcos no dúctiles, mientras que un valor mayor o igual a 4 se asocia ya a marcos dúctiles. Aunque es difícil conseguir ductilidades mayores a 6 con conexiones rígidas, es posible lograrlo con conexiones semirrígidas debido a su naturaleza dúctil. Tal como se puede ver en la respuesta de los marcos ante pushover, todos presentan un factor de ductilidad mayor a 6, lo que confirma que los marcos con conexiones PRCC son dúctiles.

7.3. Instantáneas de fluencia en los tres arquetipos

A fin de entender de una mejor manera el comportamiento global de los arquetipos ante cargas laterales, es importante analizar las deformaciones locales en cada uno de los elementos que conforman la estructura. Se plasmó el porcentaje de deformación de conexiones, paneles y columnas (las vigas se mantuvieron siempre elásticas) en función de una deformación máxima dependiendo del tipo de elemento. En la Figura 7.8 se muestran los límites establecidos para el inicio de fluencia, donde el porcentaje de deformación es cero, y la plastificación total, donde el porcentaje de deformación es 100%. Cualquier deformación inelástica mayor al límite superior, se considera igual a 100% ya que el elemento ha plastificado completamente.

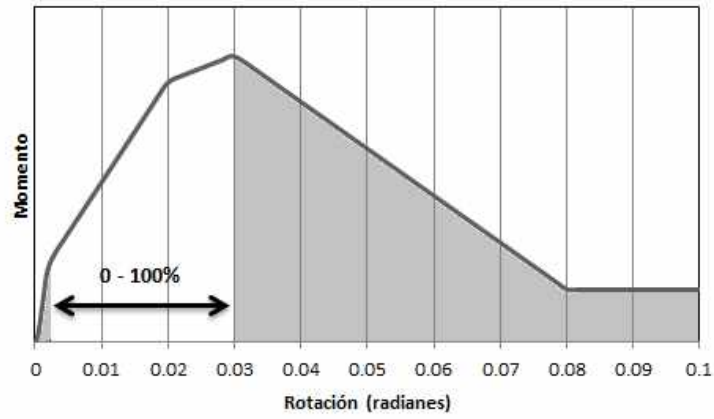
Las rotaciones en las conexiones PRCC por debajo de los 0.002 radianes se consideran elásticas. Por encima de este valor se considera que el elemento se ha deformado inelásticamente y ya no recupera su forma original. El límite superior donde se supone que el elemento se ha plastificado completamente es de 0.030 radianes, que es la rotación donde se localiza la resistencia máxima (Figura 7.8a).

Anteriormente se definió la curva cortante-distorsión del panel (Figura 5.13) de la cual hacemos uso de la distorsión de fluencia γ_y y $4\gamma_y$ (la distorsión máxima recomendada en el panel) para definir el límite inferior y superior, respectivamente (Figura 7.8b).

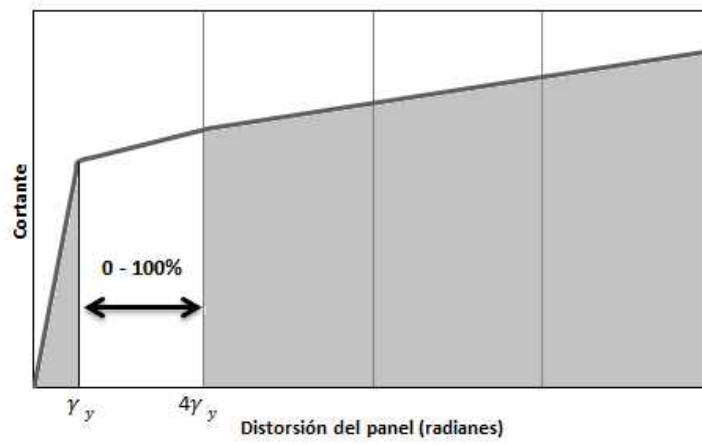
Finalmente, para definir los límites para los resortes IK se usan los parámetros ya definidos que describen la envolvente del modelo de deterioro Ibarra-Krawinkler modificado para saber la rotación a la resistencia máxima (*pre-capping rotation*) que corresponde al límite superior. El límite inferior por lo general es tan pequeño que podría suponerse cero (Figura 7.8c).

Tabla 7.2. Parámetros de referencia para establecer porcentajes de deformación inelástica

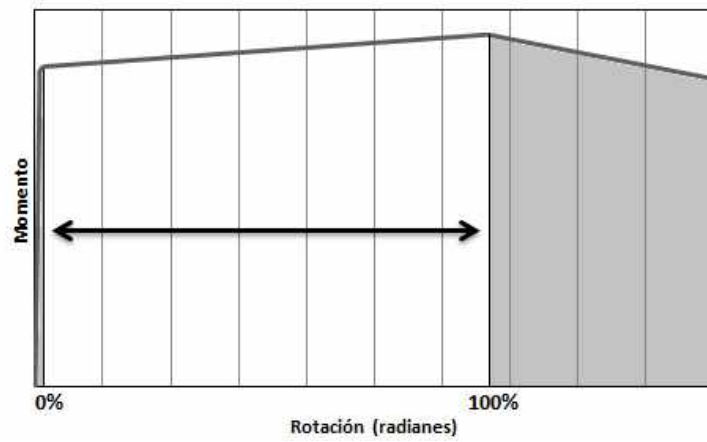
Tipo de elemento	Límite inferior	Límite superior
Conexión PRCC	0.002 radianes	0.030 radianes
Panel	γ_y	$4\gamma_y$
Resorte IK para columna	$\cong 0$	Rotación a la resistencia máxima (<i>Pre-capping rotation</i>)



(a)



(b)



(c)

Figura 7.8. Referencia para determinar el porcentaje de incursión inelástica. (a) envolvente de conexión PRCC. (b) Envolvente del panel. (c) Envolvente de resortes IK para las columnas.

En la Tabla 7.3 se presentan las instantáneas de fluencia considerando las rotaciones en conexiones, panel, columnas y vigas (que en todo momento se mantuvieron elásticas) para estudiar la secuencia de formación del mecanismo de colapso en cada arquetipo. Se capturan tres momentos en cada caso que son los correspondientes a los tres puntos antes mostrados en las curvas cortante-distorsión globales.

En el punto uno, para los tres casos, se observa que ningún elemento, a excepción de las conexiones, ha empezado a fluir. Sin embargo casi todas las rotaciones inelásticas para los tres arquetipos es menor del 20%, lo cual es muy poco.

Para el arquetipo 4SMF1, en el punto dos (correspondiente al cortante máximo resistido por el marco), se pueden ver ya varios elementos que han incurrido en el intervalo inelástico tales como conexiones y paneles. Son solo algunas las conexiones que han plastificado completamente; por otro lado, más de la mitad de los paneles ya lo han hecho. En el punto tres, todos los elementos de la planta baja (base de columna, conexiones y paneles) y todos los paneles internos han plastificado completamente. Se concluye que el comportamiento fue bueno ya que la gran mayoría de los elementos fluyeron, lo cual hace que se libere energía de mejor manera.

En el arquetipo 4OMF1, se puede ver un patrón muy similar al 4SMF1 durante el punto 2; sin embargo, en el punto tres, cabe señalar que la base de las columnas no incurrió completamente en el rango inelástico tal como lo había hecho el arquetipo anterior, sino que la disipación de energía estuvo a cargo de las conexiones. Otro punto desfavorable es que casi ningún panel externo fluyó.

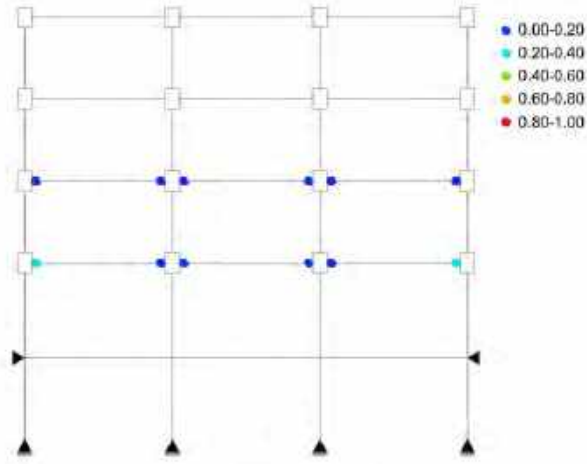
Se pudo ver un comportamiento semejante en el arquetipo 8SMF2 al 4OMF1 en el punto 2 y 3; es decir, todas las cargas son resistidas por las conexiones y los paneles internos, dejando de lado a las columnas y los paneles externos. Esto tiene una explicación simple, que es debido al diseño en el cual los elementos se dimensionaron demasiado grandes y pesados a fin de resistir las fuerzas laterales. Es por esto que difícilmente los paneles exteriores fluirán y la base de las columnas rotará muy poco.

Se confirma que las conexiones externas se deforman más que las internas ya que las fuerzas internas se distribuyen entre dos columnas y una sola conexión. Para el caso de los paneles, el cortante en los internos es aproximadamente del doble de uno externo, haciendo que haya mayor distorsión en ellos.

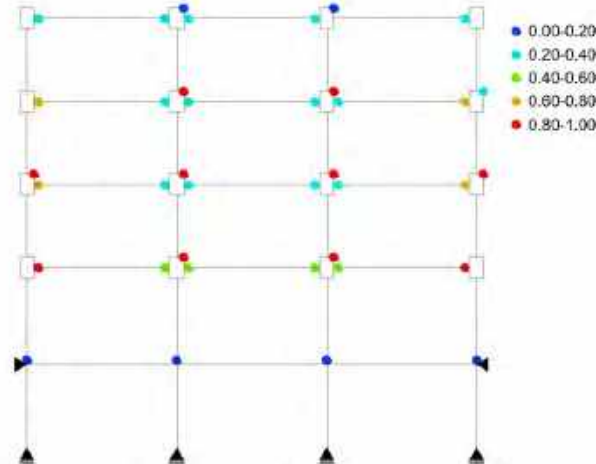
Para apreciar un comportamiento más detallado, en el Apéndice B se presentan las gráficas fuerza-deformación de cada una de las conexiones, paneles y columnas ante pushover monótonico del arquetipo 4SMF1 en la Tabla B.1 y Tabla B.3, respectivamente.

Tabla 7.3. Instantáneas de fluencia en los arquetipos en tres puntos distintos de la curva pushover monotónico

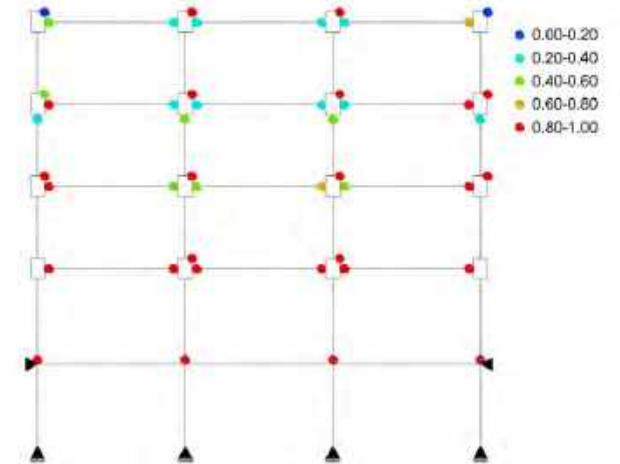
4SMF1



Punto 1

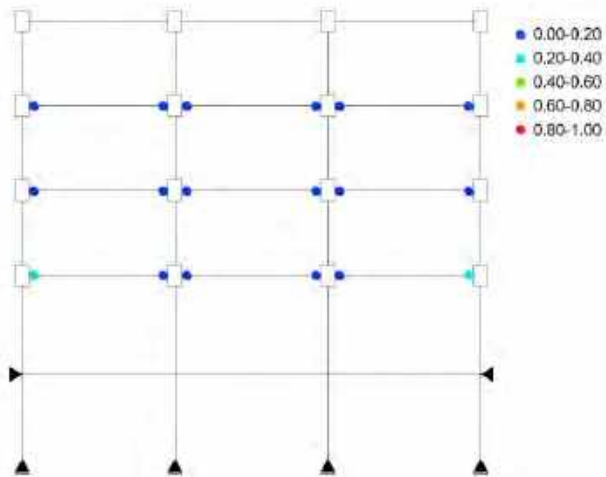


Punto 2

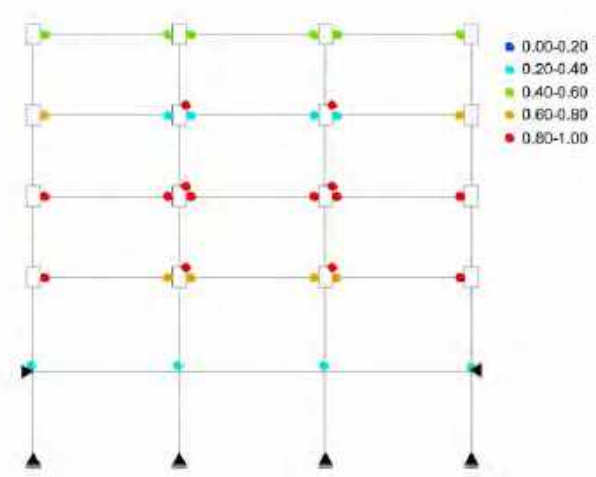


Punto 3

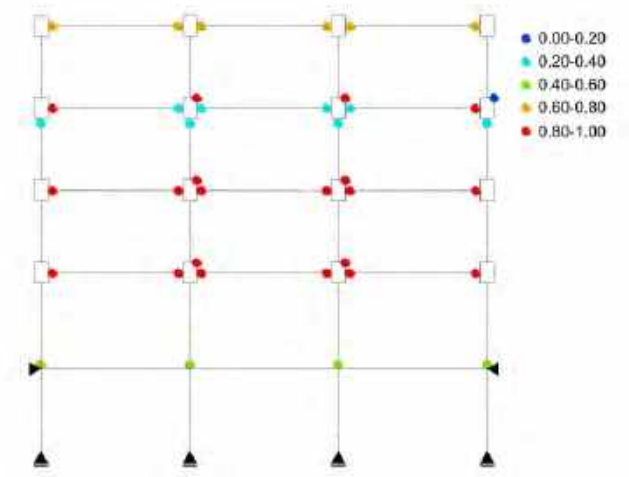
4OMF1



Punto 1

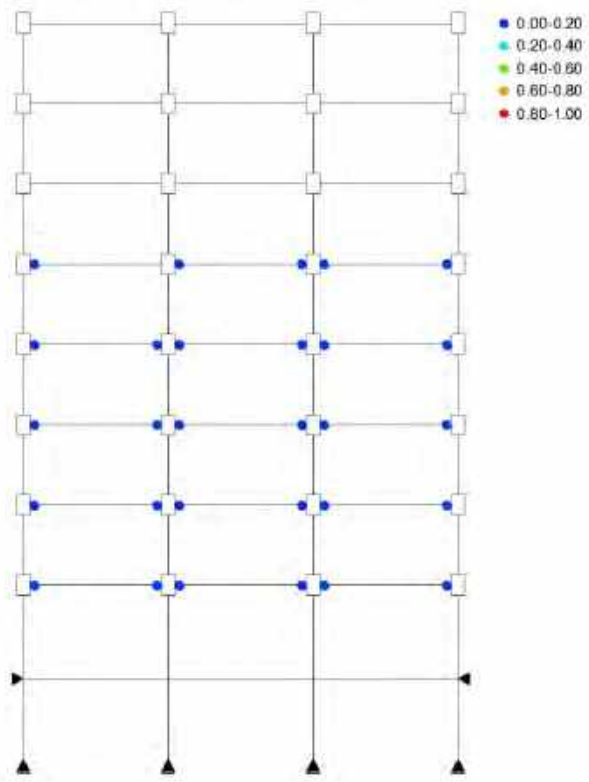


Punto 2

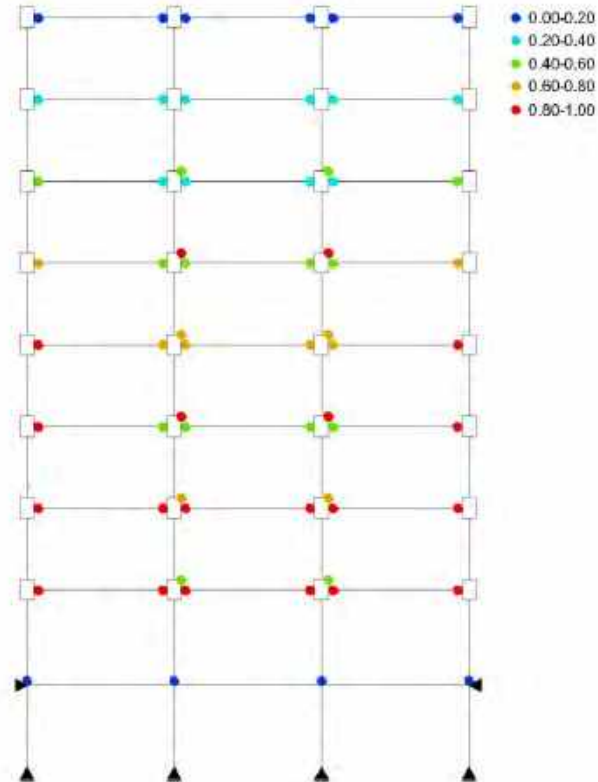


Punto 3

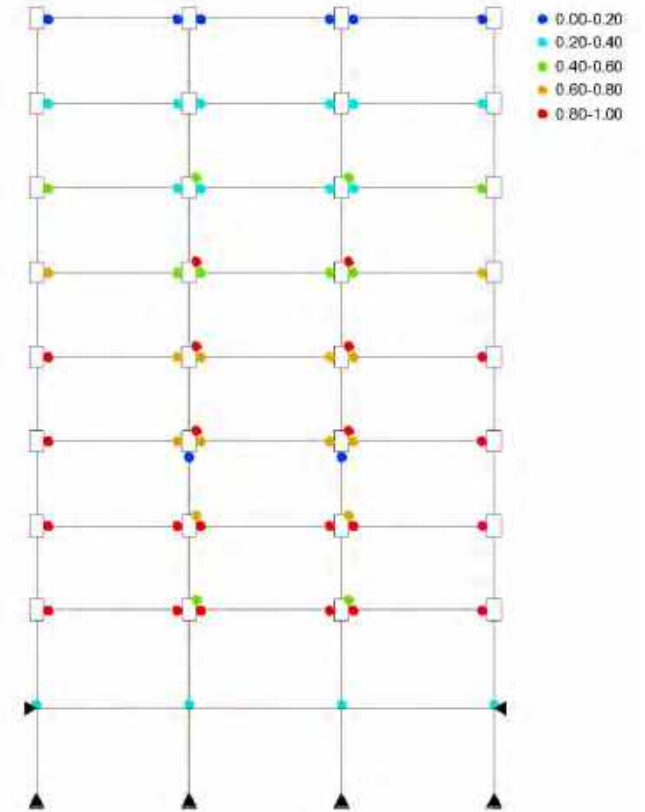
8SMF2



Punto 1



Punto 2



Punto 3

7.4. Análisis estático cíclico no lineal

En la sección 7.2 se comentó que durante el pushover monotónico la degradación cíclica no está presente, lo cual entrega resultados completamente distintos a que si ésta estuviera presente. Es por eso que se llevó a cabo un pushover cíclico por cada arquetipo con el fin de obtener una envolvente y compararla con la curva obtenida con el pushover monotónico. A fin de evaluar los marcos ante pushover cíclico, se controló el ángulo de distorsión a nivel de azotea conforme lo dictan las provisiones sísmicas de estructuras de acero (AISC 2010b) en la sección K2.4b. durante varios ciclos como sigue:

6	ciclos	a	$\theta = 0.00375$	rad
6	ciclos	a	$\theta = 0.005$	rad
6	ciclos	a	$\theta = 0.0075$	rad
4	ciclos	a	$\theta = 0.01$	rad
2	ciclos	a	$\theta = 0.015$	rad
2	ciclos	a	$\theta = 0.02$	rad
2	ciclos	a	$\theta = 0.03$	rad
2	ciclos	a	$\theta = 0.04$	rad
2	ciclos	a	$\theta = 0.05$	rad

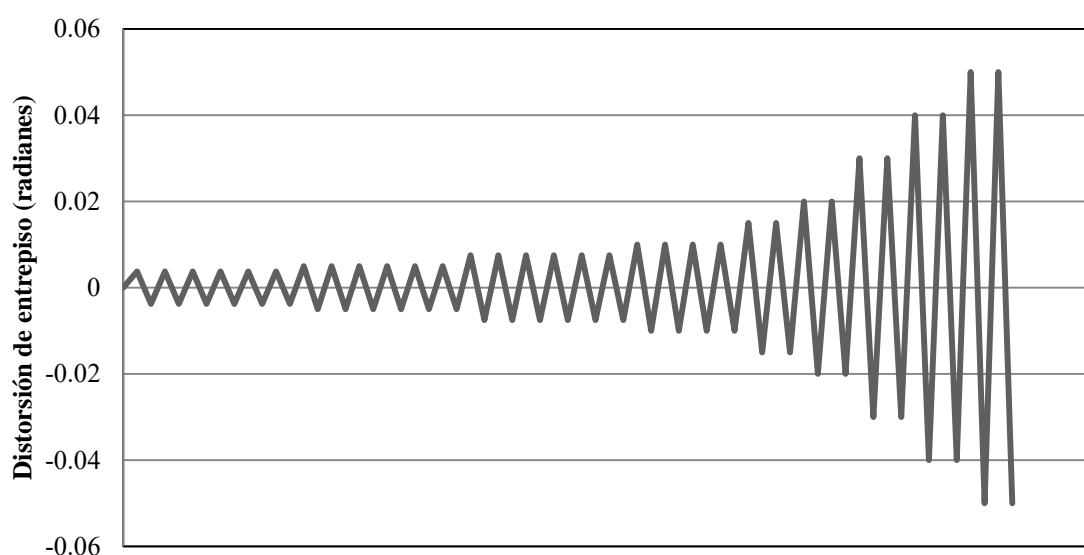
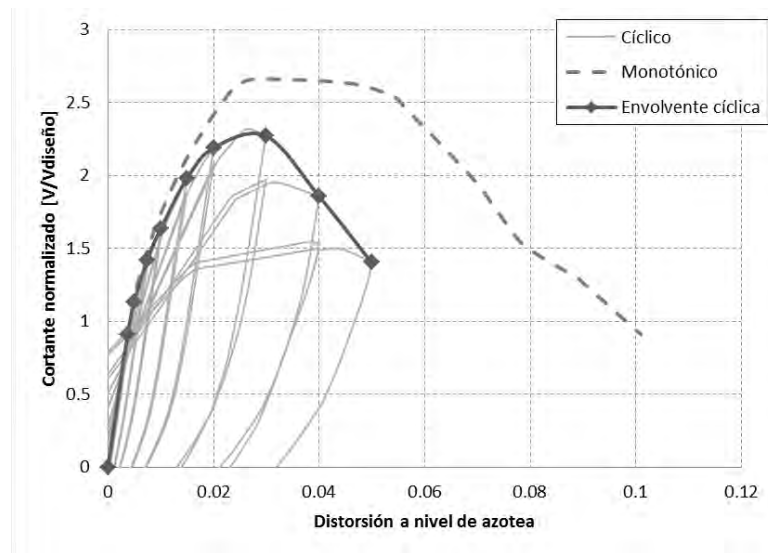


Figura 7.9. Secuencia de carga para pushover cíclico

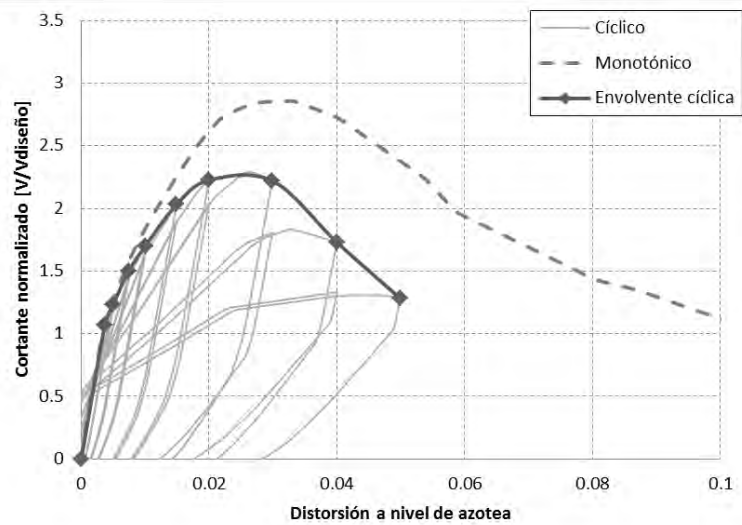
En la Figura 7.10 se muestran tres gráficas que corresponden a cada arquetipo con tres curvas cada una que corresponden a la historia cortante-distorsión cíclica, su envolvente y la monotónica ya antes mostrada. Como se puede observar, se confirma que la degradación

cíclica cambia completamente el comportamiento de una estructura, reduciendo así la rigidez y resistencia del conjunto.

(a)



(b)



(c)

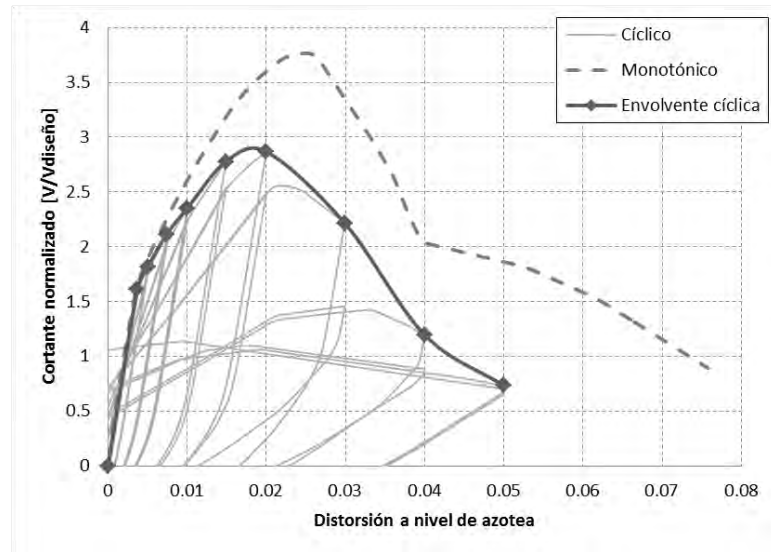


Figura 7.10. Comparación entre pushover monotónico y cíclico.
(a) Arquetipo 4SMF1, (b) Arquetipo 4OMF1, (c) Arquetipo 8SMF2.

En la Tabla B.4, Tabla B.5 y Tabla B.6 se muestra el comportamiento de las conexiones PRCC, el panel, y los extremos de columnas, respectivamente, del arquetipo 4SMF1 ante pushover cíclico. Como se puede observar, todos los elementos incursionaron en el intervalo inelástico. Se puede ver que los paneles interiores están sometidos a mayores fuerzas cortantes, esto es debido a que al panel llegan dos vigas mientras que en los exteriores solamente una. También cabe resaltar que como se esperaba, la mayor plastificación en las columnas ocurre en la base del marco.

7.5. Análisis dinámico no lineal

7.5.1. Acelerogramas estudiados

El ASCE/SEI 7-10 recomienda el uso de al menos 3 registros sísmicos para un análisis en dos dimensiones. En este trabajo se analizaron un total de 11 acelerogramas. Los acelerogramas consistieron en registros en México, Estados Unidos (del sismo Northridge) y Japón (del sismo de Kobe).

Todos los acelerogramas usados fueron escogidos para que cumplieran en su mayoría con ciertos requisitos que se creyeron pertinentes y por recomendaciones del FEMA P695 (2009). Los requisitos a cumplir fueron:

1. Dado que el Distrito Federal se encuentra alejado de las zonas de falla, todos los acelerogramas escogidos fueron de “campo lejano”, es decir que todos hayan sido registrados a una distancia de 10 km o más de la falla.

2. De acuerdo al FEMA P695 (2009), los registros de sismo más fuertes tienen una aceleración pico de al menos 0.2 g y una velocidad pico de al menos 15 cm/seg. En general estos parámetros representan el margen en el que se genera daño estructural.
3. La magnitud M de los sismos debe ser mayor a 6.5 escala Richter ya que estos son los más peligrosos debido a su larga duración y fuerza, además de que abarcan mayor área afectando así a un mayor número de edificios.

7.5.1.1. *Acelerogramas de México*

Además de los puntos señalados en la sección 7.5.1 para elección de acelerogramas, se siguieron las pautas seguidas por Gómez Bernal y Sordo Zabay (2005).

Los acelerogramas se obtuvieron de la Base Mexicana de Sismos Fuertes, Vol. 2. (CD-ROM (2000)). En la Tabla 7.4 se muestran los sismos con más energía y de interés para los análisis ordenados de acuerdo a la Aceleración Máxima del Suelo Corregida (AMC). La clave de las estaciones es de acuerdo a la base de datos. La aceleración más alta corresponde a la estación MZ01 (Termoeléctrica de Manzanillo) con 0.392g y la más baja es la de la estación (TLHB) Tlahuac-Bombas con 0.155g. Se muestran además los parámetros sismológicos más relevantes como: la mayor magnitud asignada M (y entre paréntesis la magnitud de momento M_w ; la profundidad (PRF) (y entre paréntesis el dato según *Harvard Seismology Center Solutions*); la distancia de la estación al epicentro DE; la duración total DT; el tipo de suelo; y el origen donde todos son Lejanos (L) y Subductivos (S).

En la Tabla 7.5, manteniendo el orden de la Tabla 7.4, se comparan los acelerogramas con otros parámetros instrumentales. Se muestra la aceleración máxima absoluta corregida (AMC); la velocidad máxima absoluta del suelo (VM); el desplazamiento máximo del suelo (DM); la duración de Arias (DA) de los canales horizontales, la Intensidad de Arias (Arias 1970) de los tres canales (I_1 , I_2 e I_3), las Intensidades Principales de Arias (I_{\max} , I_{\min}) y el Potencial Destructivo P_{dh} de Araya y Saragoni (1984). Además se indica el periodo medio T_m de acuerdo a Rathje, Abrahamson, y Bray (1998) calculado como $\sum C_i^2 \times f_i / \sum C_i^2$, donde C_i son amplitudes de Fourier y f_i son transformadas discretas de frecuencias entre 0.25 y 20 Hz. Estos valores se tomaron de la Tabla 2 de Gómez Bernal y Sordo Zabay (2005).

En relación a los registros de Ciudad de México, como es de esperarse, aunque son relativamente bajas las aceleraciones del suelo, contienen las energías más altas de todos los registros, lo cual se comprueba con el potencial destructivo que es de 1200 y 1301 para SCT y TLHB respectivamente (más alto que los registros fuera de la Ciudad de México).

7.5.1.2. *Acelerogramas de Northridge y Kobe*

Los acelerogramas se obtuvieron de la base de datos de sismos de *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (Ground Motion Database 2011). Se usaron los registros de Beverly Hills y Canyon Contry del sismo de Northridge, y los registros de Nishi-Akashi y Shin-Osaka del sismo de Kobe.

En la Tabla 7.6 se muestran las características generales de cada uno de los registros como la aceleración máxima del suelo PGA (*Peak Ground Acceleracion*); la velocidad máxima del suelo PGV (*Peak Ground Velocity*); el desplazamiento máximo del suelo PGD (*Peak Ground Displacement*); magnitud M; mecanismo; distancia al epicentro; distancia de ruptura de Campbell R_{rup} ; distancia de ruptura de Joyner-Boore R_{jb} ; y el promedio de distancia de estas dos últimas la cual en todos los casos es mayor a 10 km.

Tabla 7.4. Datos sismológicos de acelerogramas Mexicanos

#	EST	FECHA	M (Mw)	PRF (km)	DE (km)	C ₁ (cm/s ²)	C ₂ (cm/s ²)	C ₃ (cm/s ²)	DT (s)	SUELO	Tipo
1	MZ01	09/10/95	8	5	51	387.6	302.9	387.1	154.62		L-S
2	DELS	15/10/79	6.6 (6.5)	10 (12)	35	340.4	148.7	230.6	100.15	ALUV	L-S
3	PTSU	11/01/97	6.5	16 (40)	102	170.4	221.1	311	106.12	LUTIT	L-S
4	SICC	14/03/79	7.0 (7.4)	28 (27)	114	264.3	66.8	307.2	22.1	ALUV	L-S
5	ZACA	19/09/85	8.1 (8.1)	19	84	147.0	174	262	146.38	AR.C.	L-S
6	CSER	15/06/99	7.0 (6.9)	69 (61)	90	108.0	199.13	171.2	134.41	ROCA	L-S
7	CHII	19/09/85	8.1	19	341	157.4	84.5	187.33	84.48	BLANDO	L-S
8	SCT1	19/09/85	8.1	19	399	98.3	169.1	37.2	183.51	Z-III	L-S
9	TLHB	19/09/85	8.1	19	406	134.4	104.7	25.3	150	Z-III	L-S

Tabla 7.5. Parámetros de intensidad de acelerogramas Mexicanos

#	EST	AMC (cm/s ²)	VM (cm/s)	DM (s)	DA ₁ (s)	DA ₂ (s)	I ₁ (cm/s)	I ₂ (cm/s)	I ₃ (cm/s)	I _{max} (cm/s)	I _{min} (cm/s)	P _{dh1}	P _{dh2}	T _M
1	MZ01	384.29	31.37	8.70	49.25	70.31	430.1	180.20	456.0	606.4	279.7	72.60	103.00	0.42
2	DELS	343.64	32.98	20.10	66.32	70.26	324.2	52.60	236.0	327.0	233.2	97.79	46.97	0.69
3	PTSU	310.98	25.19	4.93	29.54	24.12	68.1	80.40	100.2	100.3	80.3	25.60	38.00	0.37
4	SICC	309.61	23.05	2.75	13.30	12.92	100.7	6.30	124.9	125.6	100.0	28.51	36.36	0.42
5	ZACA	260.90	29.16	17.32	48.65	43.31	87.8	156.20	247.7	264.4	139.5	92.80	163.30	0.53
6	CSER	199.30	15.41	2.61	44.59	41.21	25.8	96.60	104.8	118.4	83.0	25.75	29.76	0.59
7	SCT1	167.10	57.00	20.20	78.00	84.00	7.6	224.00	120.5	289.0	88.0	1200.00	820.00	2.12

8	CHI1	158.40	25.30	9.60	48.68	45.16	153.5	37.40	130.2	154.6	125.9	182.10	50.00	1.17
9	TLHB	152.10	54.13	42.11	74.00	80.00	146.9	8.11	108.7	147.5	107.0	1301.00	1324.00	2.56

Tabla 7.6. Características de acelerogramas exteriores

Evento	Año	Est.	Mag	Mecanismo	Epicentro (km)	R _{jb} (km)	R _{rup} (km)	Dist. Prom (km)	Vs30(m/s)	Frecuencia más baja(Hz)	Componente	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
Northridge-01	1994	Beverly Hills - 14145 Mulhol	6.69	Reversa	13.39	9.4	17.1	13.25	355.8	0.25	Paralelo	0.502	74.308	14.930
Northridge-01	1994	Canyon Country - W Lost Cany	6.69	Reversa	26.49	11.4	12.4	11.90	308.6	0.12	Normal	0.466	53.118	10.651
Kobe-Japón	1995	Nishi-Akashi	6.90	Transcu rrente	8.70	13.1	7.1	10.10	609.0	0.12	Normal	0.484	33.658	10.895
Kobe-Japón	1995	Shin-Osaka	6.90	Transcu rrente	45.97	19.2	19.1	19.15	256.0	0.12	Paralelo	0.271	41.827	7.359

7.5.1. Corrección de línea base en acelerogramas

Los registros de la Base Mexicana de Sismos Fuertes tuvieron que corregirse por línea base además de que se le aplicó un filtro ya que éstos vienen sin procesar. Los sismos extranjeros obtenidos de la página de PEER (Ground Motion Database 2011), no tuvieron que corregirse.

Se recurrió al programa SeismoSignal v.5.1.0 para procesar los acelerogramas. La corrección por línea base fue del tipo polinomial lineal y el filtro que se aplicó fue paso-banda del tipo Butterworth.

7.5.1. Escalado de acelerogramas

Los espectros de respuesta pueden igualar a un espectro objetivo en un periodo específico escalando la amplitud de todo el espectro o igualar múltiples periodos mediante el uso de la nivelación de varios espectros con respecto a un espectro objetivo (*Spectral Matching* en inglés). La gran ventaja de la nivelación de espectros sobre el escalado es que este método amplifica el espectro en el periodo fundamental además de en los periodos superiores.

Para hacer la nivelación de espectros respecto a los espectros de diseño elástico del apéndice A de las NTC-DS (2004), se recurrió al programa SeismoMatch v.2.1.0 el cual es una aplicación capaz de ajustar varios acelerogramas a un espectro objetivo usando un algoritmo de *wavelets* propuesto por Abrahamson (1992) y Hancock J. *et al.* (2006). Este programa además puede obtener una media de todos los espectros utilizados.

La nivelación de espectros con respecto al espectro elástico de 1 segundo del Apéndice A de las NTC-DS (2004), se llevó acabo en un rango de periodo mínimo de 0.05 s. y un periodo máximo de 2 s. con un factor de escala igual a 1; la tolerancia se fijó a 0.3. Para el espectro elástico de 2 segundos los parámetros fueron los mismos, excepto que el rango se extendió hasta 3 segundos.

En la Figura 7.12 se muestra la nivelación de todos los acelerogramas de la Tabla 7.4 y Tabla 7.6, a excepción de CH01 y el de PTSU los cuales no se utilizaron ya que al tratar de nivelarlos traían problemas de convergencia y los espectros resultantes quedaban bastante desfasados respecto al espectro objetivo. Como se puede observar, la nivelación se lleva a cabo en el rango de 0.5 hasta 2 segundos. Pasando estas fronteras los espectros quedan muy desfasados. Como comparativa, los espectros originales (sin nivelar) se muestran en la Figura 7.11. En la Figura 7.13 se muestra la media de todos los acelerogramas de la Figura 7.12. El acelerograma correspondiente a este espectro no se utilizó en los análisis no lineales, simplemente se presenta para ver la exactitud de las nivelaciones.

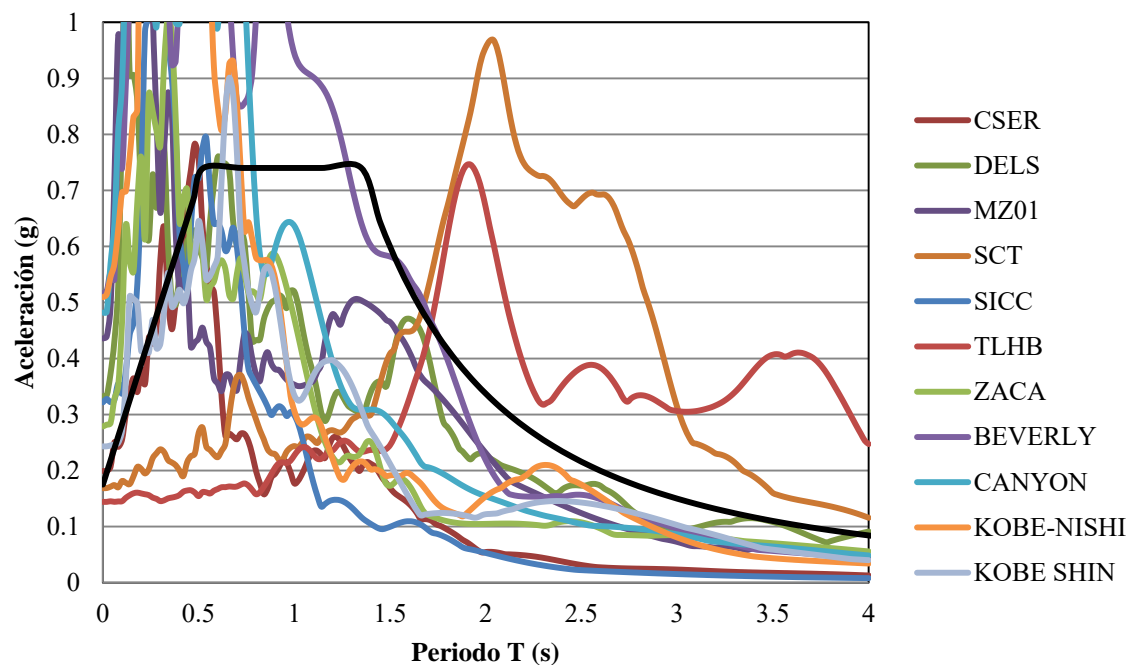


Figura 7.11. Espectros sin nivelar y espectro elástico en suelo $T_s=1$ s.

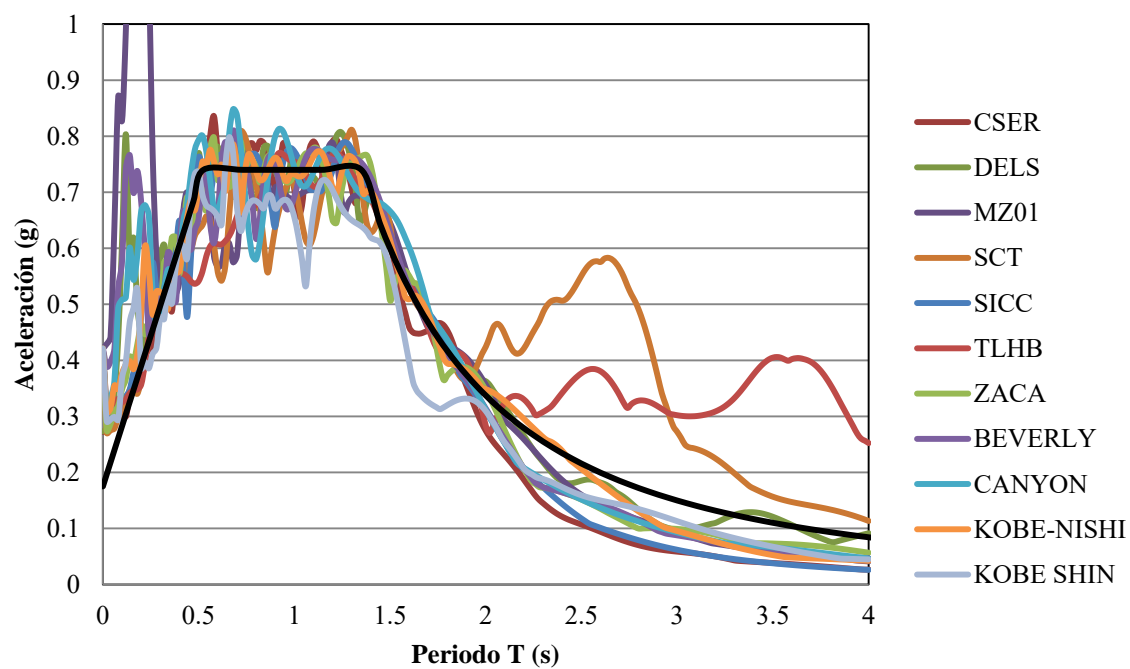


Figura 7.12. Espectros nivelados al espectro de diseño para suelo $T_s=1$ s.

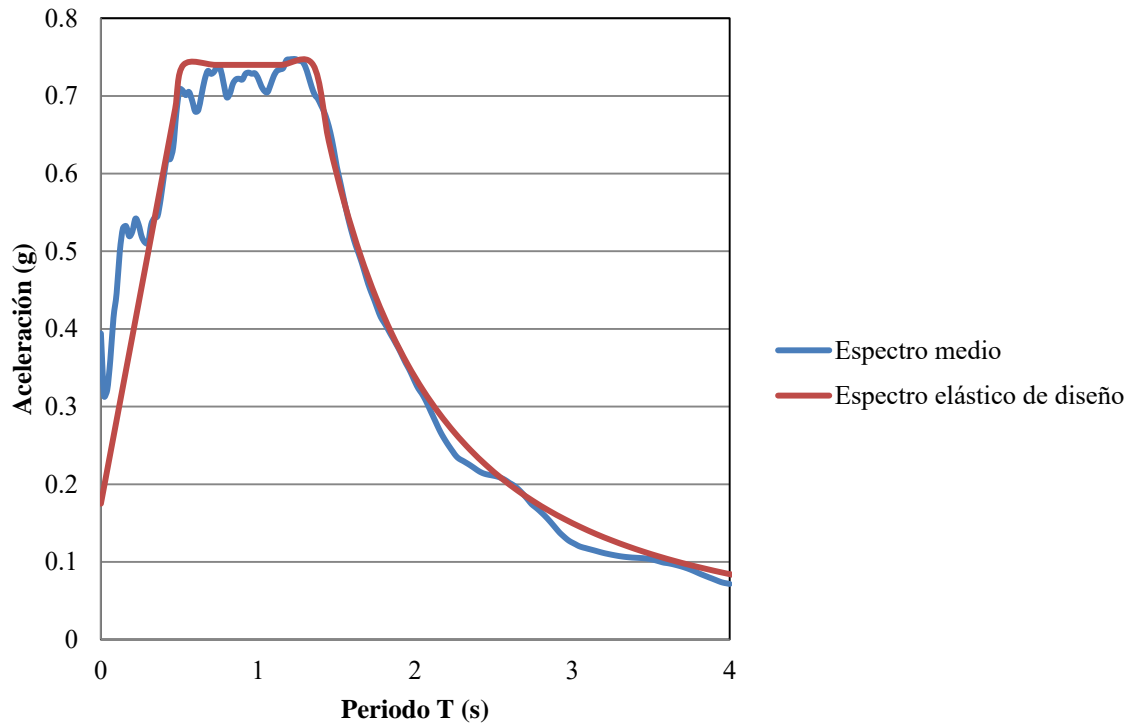


Figura 7.13. Respuesta media de espectros nivelados para suelo $T_s=1$ s.

En la nivelación de los acelerogramas respecto al espectro elástico de diseño para suelo con periodo de 2 segundos únicamente se pudieron empatar 5 espectros ya que los demás traían problemas de convergencia y los espectros resultantes quedaban bastante desfasados respecto al espectro objetivo (Figura 7.15). Como se puede observar, la nivelación se lleva a cabo en el rango de 0.5 hasta 3 segundos. Pasando estas fronteras los espectros quedan muy desfasados. Como comparativa, los espectros originales (sin nivelar) se muestran en la Figura 7.14 y Figura 7.16 se muestra la media de todos los acelerogramas de la Figura 7.15.

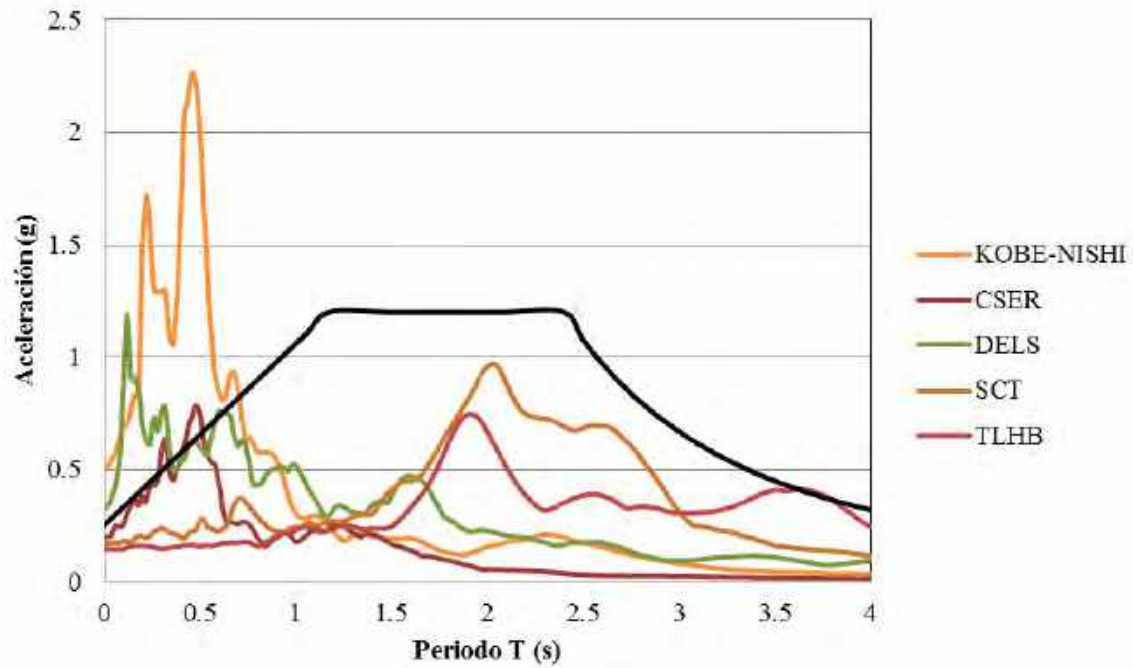


Figura 7.14. Espectros sin nivelar y espectro elástico en suelo $T_s=2$ s

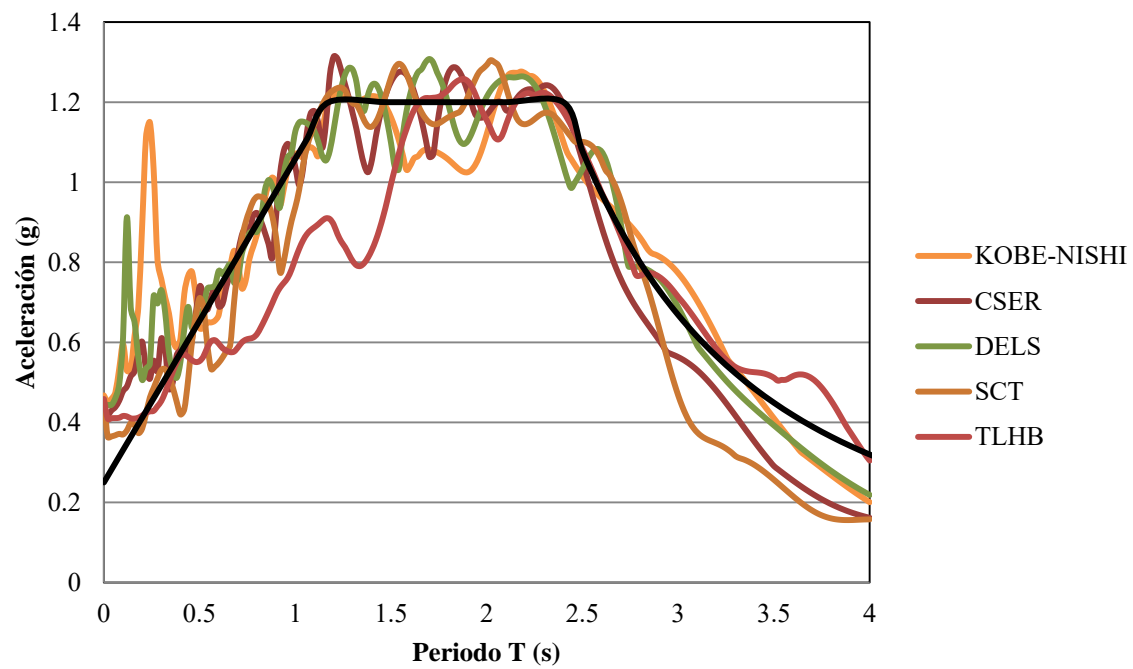


Figura 7.15. Espectros nivelados al espectro de diseño para suelo $T_s=2$ s.

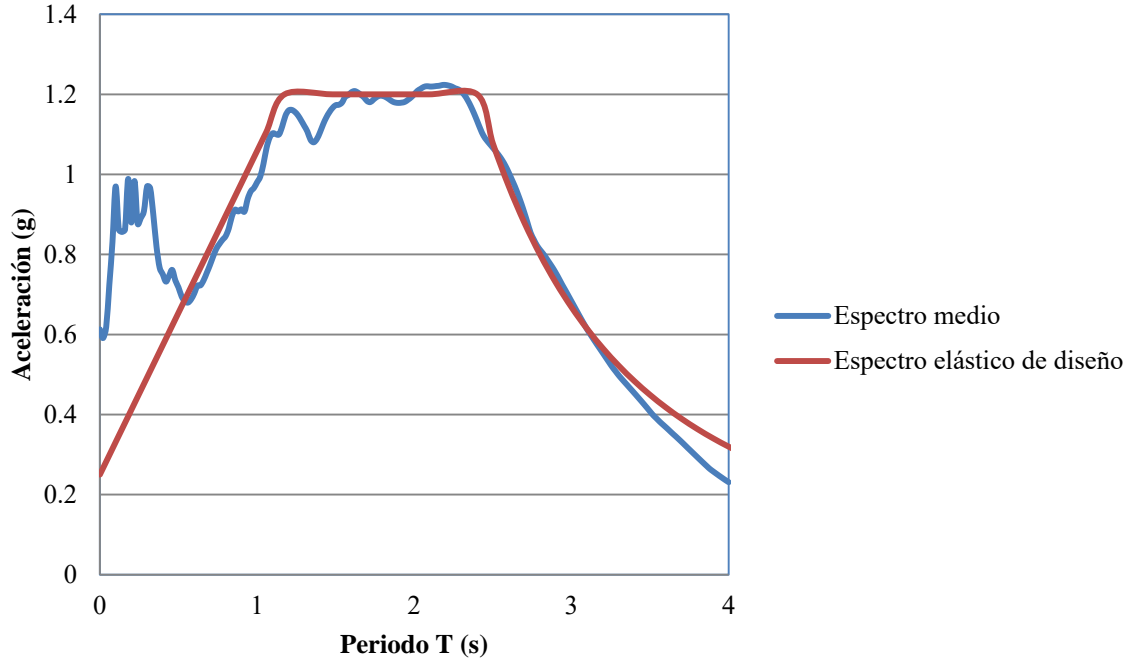


Figura 7.16. Respuesta media de espectros nivelados para suelo $T_s=2$ s.

7.5.2. Amortiguamiento de Rayleigh

Aunque parte del amortiguamiento se ha tomado en cuenta durante la calibración de las conexiones PRCC, hay otros elementos estructurales (columnas elásticas, vigas compuestas y paneles) y no estructurales (muros divisorios) que también participan en la disipación de energía y no se han tomado en cuenta.

A fin de construir un amortiguamiento clásico consistente con datos experimentales, se considera el amortiguamiento de Rayleigh:

$$c = a_0 m + a_1 k \quad (7.7)$$

El amortiguamiento para el modo n es:

$$\zeta_n = \frac{a_0}{2} \frac{1}{\omega_n} + \frac{a_1}{2} \omega_n \quad (7.8)$$

donde

$$a_0 = \zeta \frac{2\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad a_1 = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (7.9)$$

La matriz de amortiguamiento es entonces dada por la ecuación (7.7), y el amortiguamiento para cualquier otro modo está dado por la ecuación (7.8), el cual varía en función de la frecuencia natural.

Al aplicar amortiguamiento de Rayleigh a un problema práctico es necesario seleccionar dos modos donde se supone que el amortiguamiento es el mismo para asegurar un amortiguamiento razonable para el resto de los modos. Por ejemplo, se ilustra en la Figura 7.17 que si selecciona el primer modo y el cuarto, el amortiguamiento para los modos intermedios sería menor. Cabe resaltar que el amortiguamiento correspondiente a modos superiores aumenta indefinidamente junto a la frecuencia lo que anularía la participación de estos modos debido al gran amortiguamiento. Para fines de esta investigación, se consideró un amortiguamiento ζ igual al 5% del amortiguamiento crítico para el primer y tercer modo.

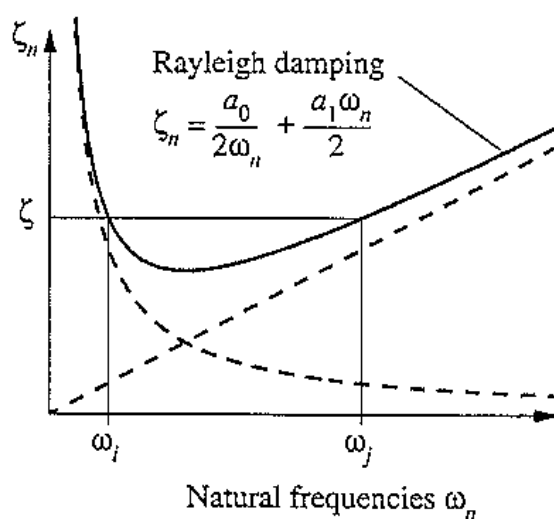


Figura 7.17. Variación del amortiguamiento de Rayleigh con la frecuencia natural (Chopra 2011).

7.5.3. Demandas de Distorsiones de entrepiso.

Como se observa en la Figura 7.18, el periodo fundamental de cada arquetipo queda dentro de la meseta de su respectivo espectro de diseño elástico, y dado que los espectros de todos los registros sísmicos se nivelaron respecto a estos espectros, los marcos estarán muy cercanos al efecto de resonancia, por lo que no es de extrañarse que se vean sujetos a grandes deformaciones.

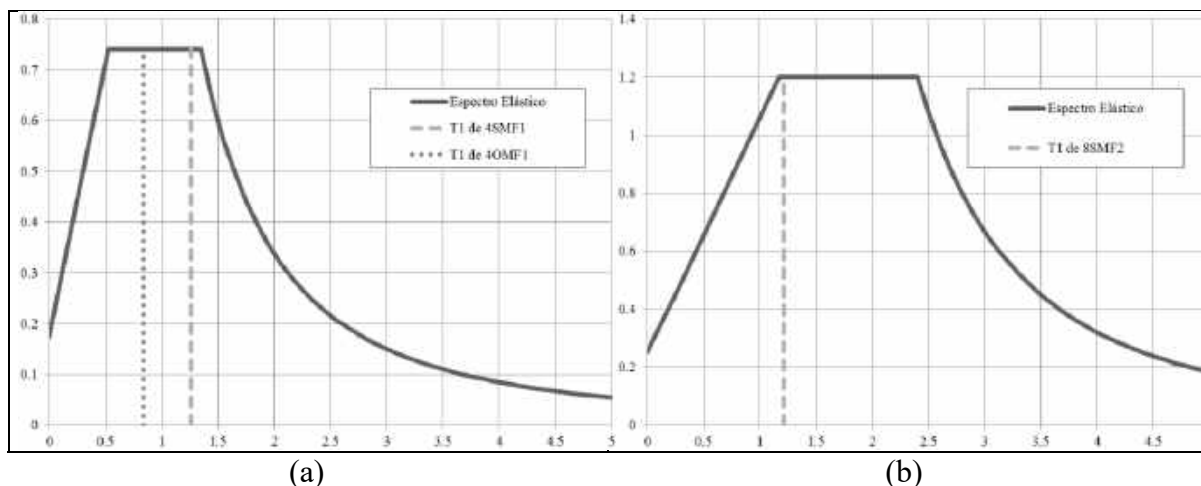


Figura 7.18. Periodo de los arquetipos junto a su respectivo espectro elástico de diseño.
 (a) Periodo fundamental de los arquetipos 4SMF1 y 4OMF1. (b) Periodo fundamental del arquetipo 8SMF2.

Las distorsiones de los análisis de los 3 marcos sujetos a los acelerogramas registrados en México, Northridge y Kobe una vez nivelados al espectro elástico de diseño se presentan en la Figura 7.19, Figura 7.20 y Figura 7.21. En la Tabla 7.7, Tabla 7.8 y Tabla 7.9 se presentan los desplazamientos laterales máximos para los arquetipos 4SMF1, 4OMF1 y 8SMF2, respectivamente.

Se observa en la Figura 7.19 que el registro que genera mayor incursión inelástica es el de Beverly-Hills. El límite de distorsión de 0.030 estipulado por las NTC-DS (2004) es rebasado únicamente por el registro de Beverly-Hills, pero en general el arquetipo presenta un buen comportamiento. En la Figura 7.20 y Figura 7.21 se observa que las demandas de la mayoría de los registros rebasan el límite de distorsión límite; este exceso se atribuye a:

- Una menor rigidez y resistencia en las conexiones respecto a las requeridas en las provisiones sísmicas para edificios de acero (AISC 2010b) y respecto al resto de elementos estructurales. Como se mencionó en el capítulo 4, para el arquetipo 8SMF2, las conexiones resultaron con una resistencia de alrededor de 40% respecto a las correspondientes para las vigas, mientras que las provisiones requieren que esta relación sea mayor del 50%. Lo mismo sucede con el arquetipo 4OMF1.
- Adicionalmente, existen factores que no se consideran en la metodología de diseño descrita en el en las provisiones sísmicas, tales como: la deformación del panel, la potencial plastificación en las columnas (principalmente en la base), y la degradación de rigidez en la conexión por la carga cíclica. Ante cargas cíclicas el sistema pierde rigidez, por lo tanto las deformaciones son cada vez mayores.
- Se debe resaltar que estos análisis y diseños se efectuaron para el caso crítico de cuando el sistema está muy cerca del caso resonancia. Además, se resalta el hecho

de que en la estimación de los desplazamientos y distorsiones, en el diseño se efectuó con base en análisis elásticos y aplicando la regla de igual desplazamiento (Newmark y Hall 1982); en contraste, los desplazamientos reportados para los análisis dinámicos de esta sección consideran implícitamente los efectos no lineales debido al cambio geométrico, así como a la potencial plastificación de todos los componentes (conexiones, paneles, vigas y columnas).

Tabla 7.7. Desplazamientos laterales máximos en centímetros del arquetipo 4SMF1

PI SO	CANY ON	BEVE RLY	KOBE- SHIN	KOBE- -NI	ZAC A	CSE R	SIC C	MZ01	DEL S	SCT	TLHB
4	6.47	8.72	3.59	6.74	4.95	4.51	5.58	7.68	5.52	7.99	6.15
3	8.65	11.39	5.80	9.37	6.44	6.63	7.48	9.38	7.18	9.95	8.61
2	9.26	11.86	7.22	10.06	7.51	7.24	7.80	9.35	7.39	10.63	9.90
1	9.06	11.53	8.36	9.94	8.72	7.48	7.94	8.96	7.68	10.53	10.48

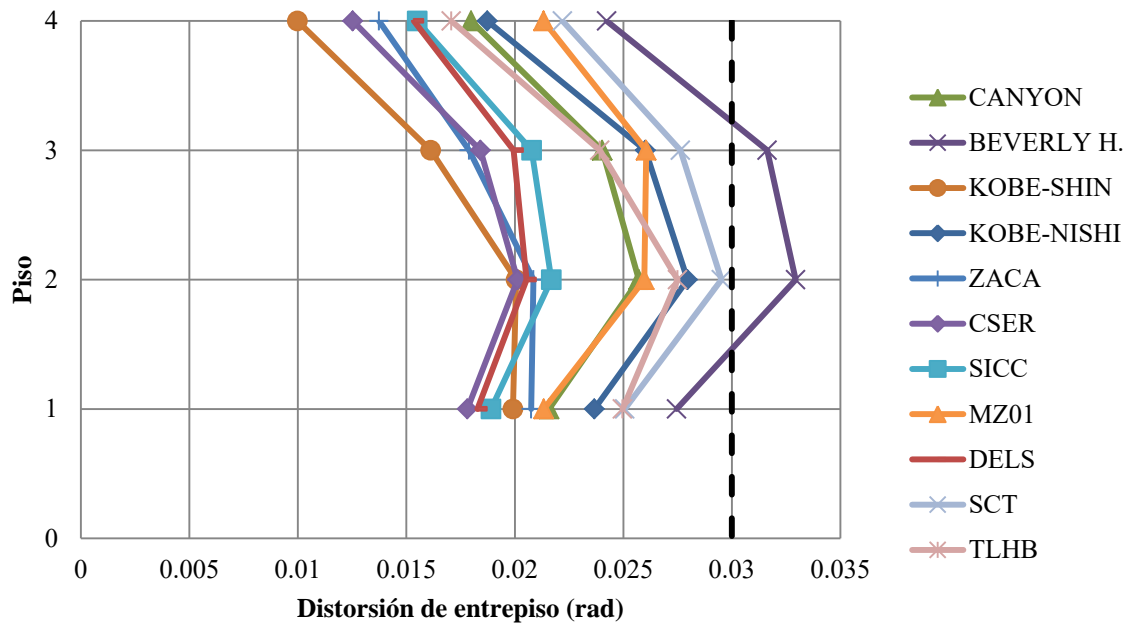


Figura 7.19. Distorsiones máximas arquetipo 4SMF1

Tabla 7.8. Desplazamientos laterales máximos en centímetros del arquetipo 4OMF1

PISO	CANYON	BEVERLY	KOBE-SHIN	KOBE-NI	ZACA	CSER	SICC	MZ01	DELS	SCT	TLHB
4	3.89	3.86	3.04	3.91	2.64	2.09	2.56	3.01	2.92	3.11	4.17
3	5.74	5.63	4.58	5.50	4.81	3.88	4.30	4.32	4.61	4.84	6.01
2	6.81	6.64	5.50	6.57	6.29	5.00	5.69	5.47	6.01	6.26	7.20
1	7.62	7.21	6.12	7.43	7.05	5.33	6.45	5.86	6.73	7.10	8.01

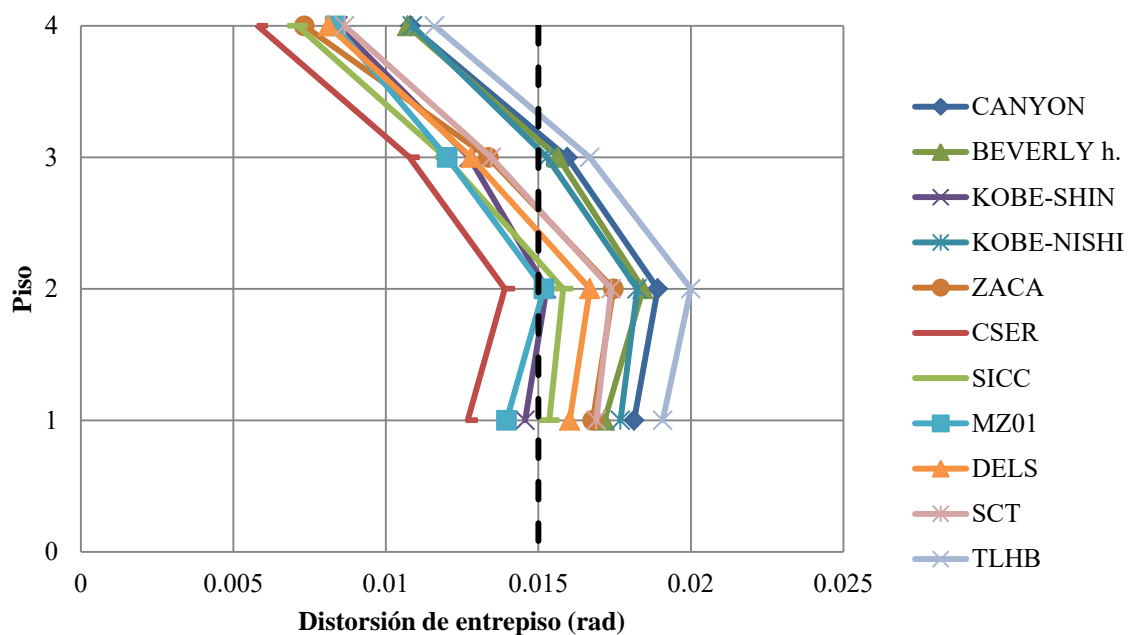


Figura 7.20. Distorsiones máximas arquetipo 4OMF1

Tabla 7.9. Desplazamientos laterales máximos en centímetros del arquetipo 8SMF2

PISO	KOBE-NI	CSER	DELS	SCT	TLHB
8	4.21	4.42	5.42	3.89	4.26
7	5.04	6.05	7.06	5.49	6.00
6	7.50	8.53	9.57	7.82	8.31
5	11.97	12.62	12.20	10.97	10.98
4	16.18	16.70	15.38	14.67	15.06
3	17.49	18.37	16.50	17.63	18.46
2	14.74	16.86	15.20	17.58	18.56
1	10.99	13.58	12.32	15.53	15.76

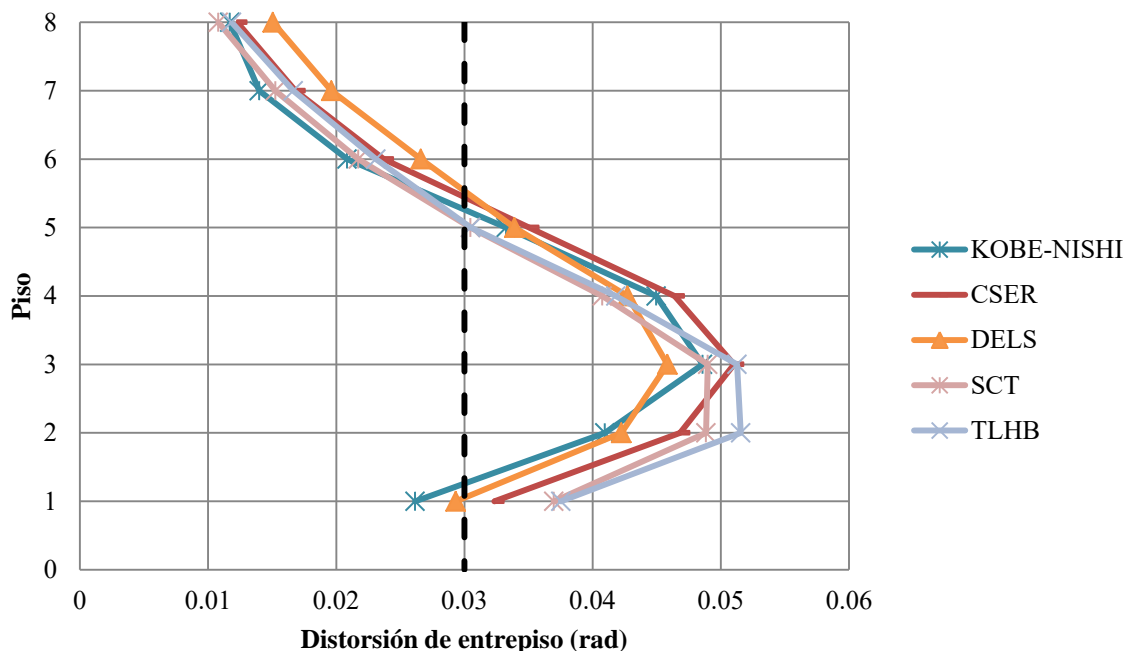


Figura 7.21. Distorsiones máximas arquetipo 8SMF2

En la Tabla B.7. , Tabla B.8 y Tabla B.9 se muestra el comportamiento de las conexiones PRCC, el panel, y la plastificación en los extremos de columnas, respectivamente, del arquetipo 4SMF1 ante el acelerograma de SCT. Como se puede observar, las conexiones y los paneles incurrieron en el intervalo inelástico, pero el sismo no fue lo suficientemente fuerte para plastificar las columnas en la base del marco.

7.6. Incursión inelástica con algunos acelerogramas

De la misma manera en que se hizo con el pushover monotónico, se hizo un mapeo de las deformaciones inelásticas máximas en cada elemento causadas por el registro más crítico para cada arquetipo: Beverly Hills (Northridge) para el 4SMF1 y TLHB (Tlahuac-Bombas) para el 4OMF1 y 8SMF2. Además, dado que en el Apéndice B se analiza a detalle el arquetipo 4SMF1, se incluye un mapeo de deformaciones para SCT.

Algo en común en los tres arquetipos es que la base de la columna fluye poco o nada, dejando a las conexiones y paneles resistir todas las fuerzas impuestas. En el modelo 4SMF1 se observa que los elementos que plastificaron completamente fueron algunas conexiones externas y casi todos los paneles internos (a excepción de los de azotea). Por otro lado, casi ningún panel externo fluyó.

En el arquetipo 4OMF1 con el registro de TLHB, sucede algo interesante. A pesar de exceder las distorsiones máximas de entrepiso, todos los elementos que fluyeron lo hicieron

a un porcentaje bajo. Esto quiere decir que la capacidad de deformación de este marco es muy alta, lo que nos dice que es un marco con ductilidad alta a pesar de haberse diseñado como marco con ductilidad reducida. Se concluye que la alta ductilidad del marco es una propiedad inherente a las conexiones semirrígidas que posee.

Para el último caso, correspondiente al modelo 8SMF2, se observa que para los cuatro pisos inferiores, los desplazamientos laterales fueron resistidos en su mayoría por las conexiones. Esto es debido a que el diseño no fue óptimo ya que las vigas y columnas resultaron en secciones mucho más resistentes que la conexión, sin respetar la recomendación que dice que la resistencia de la conexión debe ser al menos del 50% la resistencia plástica de la viga de acero, y en este caso resultó ser del 46% en momento negativo y 41% en momento positivo para los pisos inferiores. Prueba de esto es que las columnas internas de los primeros dos niveles resultaron tan grandes (y por lo tanto resistentes) que sus respectivos paneles no fluyeron. Este mismo caso sucedió durante el diseño del arquetipo 4OMF1; como se puede ver en la Figura 7.23, los únicos elementos que fluyeron fueron las conexiones, a excepción de unos cuantos paneles que incursionaron ligeramente en el intervalo inelástico.

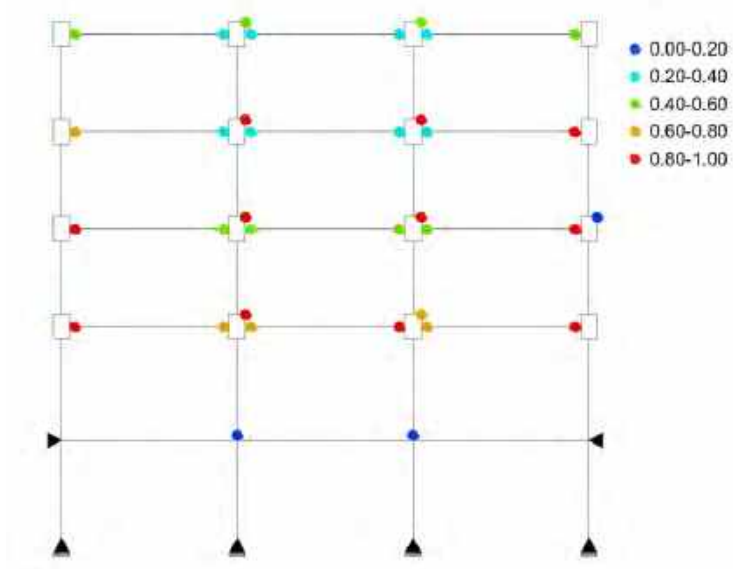


Figura 7.22. Deformaciones máximas con registro de Beverly Hills en arquetipo 4SMF1

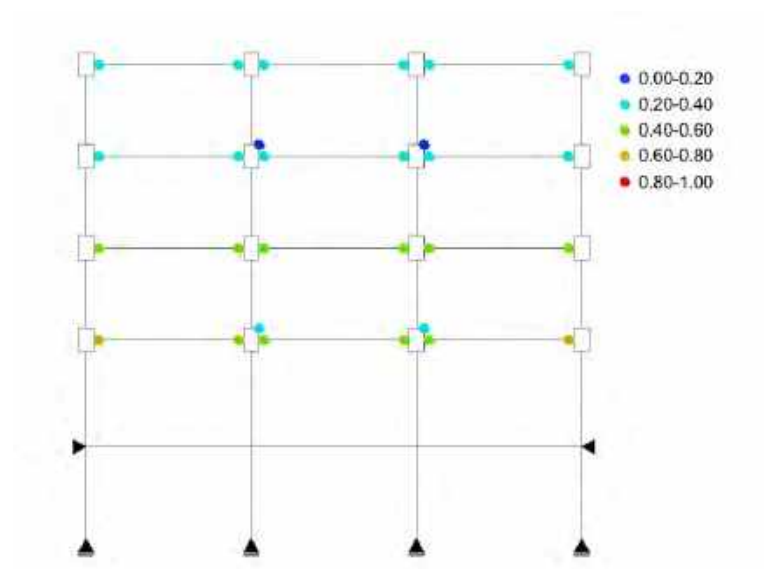


Figura 7.23. Deformaciones máximas con registro de Tlahuac (TLHB) en arquetipo 4OMF1

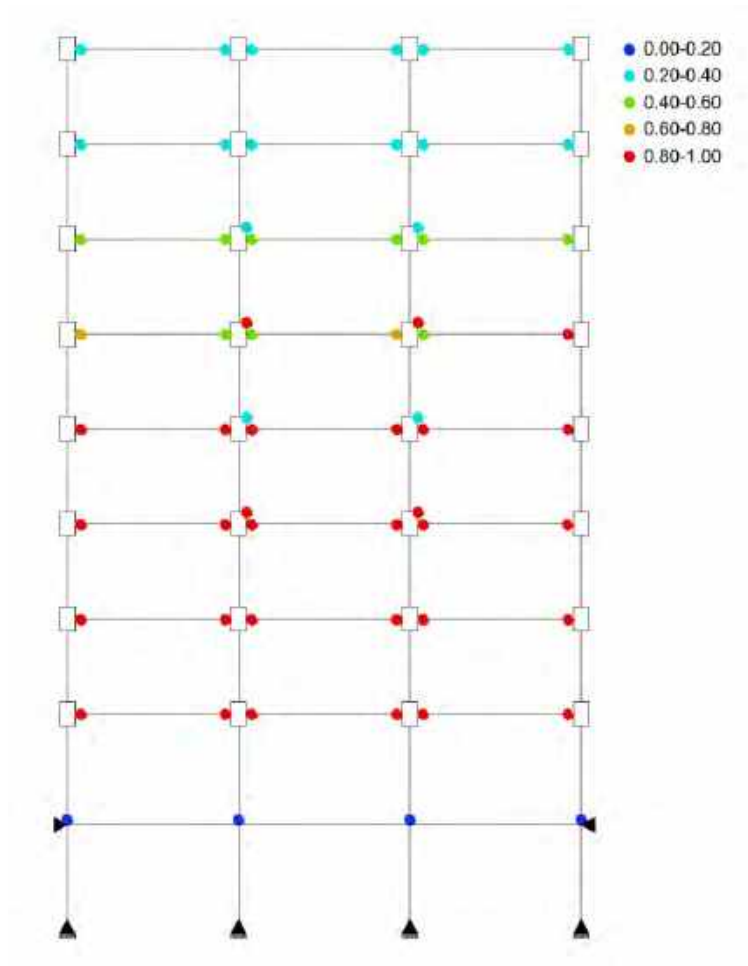


Figura 7.24. Deformaciones máximas con registro de Tlahuac (TLHB) en arquetipo 8SMF2

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1. Conclusiones

El diseño de un marco con conexiones semirrígidas es un diseño por capacidad ya que las conexiones disipan casi toda la energía; las conexiones son elementos controlados por deformación; es decir, la capacidad de deformación del marco es provista por estos elementos. Para asegurar que la fluencia suceda en su mayoría sobre las conexiones, es necesario que el resto de los elementos de la estructura (vigas y columnas) tengan suficiente resistencia para mantenerse en el intervalo elástico. Estos últimos son elementos controlados por fuerzas, y su ductilidad no es de mayor importancia.

Las NTC-EM (2004) dicen que las conexiones semirrígidas pueden utilizarse en cualquier zona de la ciudad y en “marcos a momento con ductilidad reducida”, lo que vendría siendo diseñar con un factor de comportamiento sísmico $Q=2$; sin embargo, según los resultados obtenidos en este trabajo, los marcos con conexiones PRCC, diseñados con $Q=2$ no son nada económicos. Hay un punto en el que las conexiones semirrígidas ya no pueden aumentar su rigidez; lo único que puede aumentar es el tamaño de las vigas y columnas. Al aumentar demasiado el tamaño estos elementos, su relación de rigidez con la de la conexión queda desproporcionada y la regla en la que la resistencia nominal a la flexión de la conexión debe ser mayor que el 50 por ciento de la resistencia plástica de la viga no podría cumplirse. Por lo tanto, aunque es posible diseñar un edificio con ductilidad reducida usando conexiones semirrígidas, no es recomendable ya que estas conexiones tienen naturaleza dúctil e intentar reducir los desplazamientos laterales de un marco nos llevaría a incrementar el tamaño de las secciones de vigas y columnas logrando únicamente que toda la energía sea disipada por las conexiones ya que los paneles y la base de las columnas nunca fluirían por su gran resistencia a la deformación. Además, tratar de compensar la falta de rigidez de las conexiones con secciones muy grandes solamente aumentaría el costo del edificio. Basta resaltar que para el edificio dúctil de cuatro niveles (4SMF1) la sección de viga típica fue una W21x62, mientras que para el edificio con ductilidad limitada (4OMF1) fue una W33x130.

Se concluye que, dada la naturaleza dúctil de la conexión, las estructuras diseñadas como dúctiles o especiales ($Q=4$) o, en su defecto, estructuras con ductilidad intermedia ($Q=3$), resultan más económicas y perciben un mejor comportamiento global cuando son diseñadas en suelo firme (zona I) y de transición (zona II). Aunque solamente se haya estudiado zona II, los resultados son extrapolados a zona I ya que los espectros de respuesta por lo general tienen menores aceleraciones a los de zona II.

Teniendo en mente que mientras más alto es un edificio, mayores son las fuerzas en los pisos inferiores y por lo tanto mayor resistencia y rigidez se requiere, es importante limitar

la altura de edificios con conexiones semirrígidas. Si los pisos aumentaran, se necesitaría más rigidez en las conexiones (y por lo tanto mayor acero) asemejándose cada vez más a conexiones rígidas. Es por eso que se sugiere una altura máxima de 30 metros u 8 niveles (valor máximo permitido por las NTC-EM-2004). Queda pendiente en estudios futuros analizar si en zona I podría aumentar la altura máxima, ya que el periodo fundamental de la estructura también aumentaría y la aceleración de la estructura disminuiría de acuerdo al espectro de diseño si el periodo de encuentra más allá del segundo punto de la meseta.

El diseñador podría pensar que se podrían usar conexiones rígidas para los pisos inferiores y semirrígidas en los pisos superiores pero esto no es nada recomendable ya que al tener una estructura rígida por debajo y flexible en la parte de arriba, haría que los modos superiores tengan mayor participación y se necesitaría de un análisis más riguroso. Sin embargo sí se recomienda combinar conexiones en un mismo piso; es decir, conexiones rígidas en las columnas exteriores y semirrígidas (PRCC) en las columnas interiores.

En los análisis dinámicos no lineales las distorsiones de entrepiso del marco dúctil de 8 niveles en suelo con periodo de 2 segundos rebasaron los 0.050 radianes (sin importar que el marco fuera bastante rígido), mucho más del valor máximo de 0.030 para marcos dúctiles de las NTC-DS (2004), Apéndice A. Esto se debe a que la resistencia de las conexiones es mucho menor a la de vigas y columnas, dejando a las conexiones en situación vulnerable para resistir los desplazamientos laterales por si solas. Además en el diseño no se tomó en consideración la contribución del panel a los desplazamientos laterales.

Mientras las conexiones PRCC externas experimentan mayor deformación no lineal que las internas, los paneles externos experimentan menor distorsión por cortante que los internos. Es importante señalar que distorsiones excesivas en los paneles evitará que las articulaciones se desarrollen en las conexiones reduciendo así la ductilidad del marco. Si sucediera lo contrario (que los paneles no se deformaran), toda la deformación inelástica pasaría a las conexiones, tal como sucedió en los arquetipos 8SMF2 y 4OMF1. Esta situación no es tan crítica como el caso anterior, pero hacer que el panel contribuya a la disipación de energía sería lo óptimo.

Dado que el acero de refuerzo de la losa es sometido a grandes deformaciones inelásticas, es muy importante que cumpla con los estándares de calidad. Por ejemplo, el uso de la normativa ASTM A615 requiere una elongación mínima del 9% por cada longitud de 20.32 cm (8 pulgadas) para barras del No. 3, 4, 5 y 6 (las más usadas en PRCC) en acero Grado 60. La normativa ASTM A706 requiere una elongación mínima del 14% para las mismas barras y el mismo grado de acero. El uso de barras A615 es sujeto a dos requerimientos adicionales: (a) la relación entre el esfuerzo último real ($R_t F_u$) y el esfuerzo a la fluencia real ($R_y F_y$) debe ser al menos 1.25, y (b) el esfuerzo real a la fluencia ($R_y F_y$) no debe ser mayor de 1265 kg/cm^2 (18 ksi) el valor nominal (F_y). Ambos requisitos requieren la presentación de adecuada documentación.

8.2. Recomendaciones de diseño

El mayor desgaste en las conexiones ocurre en la mitad inferior del marco (dos pisos inferiores para los marcos de cuatro niveles y cuatro pisos inferiores para el de ocho niveles) debido a que esta zona está sometida a mayores desplazamientos laterales de entrepiso, a excepción del primer nivel donde la sujeción de la base puede limitar su desplazamiento. Por motivos de simplicidad en el diseño de los edificios, se decidió que todas las vigas fueran de la misma sección; sin embargo, se recomienda reducir el momento de inercia de las vigas aproximadamente cada dos pisos o cuando haya cambio de sección de columna. Hay que recordar que la conexión y la viga deben ser seleccionadas al mismo tiempo, por lo que al reducir el peralte de la viga, reducimos también la rigidez de la conexión.

Los paneles interiores están sometidos a mayores fuerzas cortantes; esto es debido a que al panel llegan dos vigas, mientras que en uno exterior llega solamente una. Es necesario evitar distorsiones excesivas en el panel. Una manera de hacerlo es añadir placas de refuerzo para aumentar el espesor del alma de la columna. Para poder eficientar las placas de refuerzo, estas deben detallarse de acuerdo a los requerimientos del AISC 341-10. Uno de los requisitos a cumplir es que se debe hacer una inspección de partícula magnética (MT) pasado al menos 48 horas a fin de evitar defectos de soldadura en la región k. Adicional al límite de esbeltez del alma de la columna, los códigos de diseño sísmo-resistente dictan que el panel debe tener un espesor de al menos:

$$t_z \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (8.1)$$

para prevenir pandeo local bajo grandes deformaciones inelásticas cíclicas. En esta ecuación empírica, $d_z = (d - 2t_f)$ es la profundidad de la viga menos el espesor de sus patines, w_z es el ancho entre patines de columnas, y t_z es el espesor del panel. Si se usan placas para incrementar el espesor del alma, cada uno de los elementos (la placa y el alma) debe de cumplir con la ecuación (8.1). Añadir placas de refuerzo en el panel es costoso debido al tiempo y trabajo necesario para su fabricación en taller e inspección. Una regla de oro que aplica a gran parte de los marcos a momento comunes y que podría usarse también en marcos semirrígidos, es que el diseñador puede incrementar el peso de la columna hasta un límite de 149 kg/m (100 lb/pie) a fin de evitar la necesidad de utilizar placas de refuerzo, reduciendo apreciablemente el costo.

Se debería diseñar tomando en cuenta la flexibilidad del panel, esto se puede lograr aplicando las ecuaciones de Krawinkler (1978) para crear un “link” que simule estas características e insertarlo en cada nodo correspondiente al panel mediante algún programa comercial como ETABS o SAP2000.

Durante la etapa de diseño, al comparar la resistencia de la conexión con la de la viga, la resistencia de la conexión ante rotación positiva deberá tomarse a una rotación de 10 mili-radianes tal y como lo recomiendan las provisiones sísmicas para edificios de acero (AISC 2010b). Ante rotación negativa la resistencia será la correspondiente a una rotación de 20 mili-radianes, como aquí se hizo.

Como se comentó anteriormente, las conexiones semirrígidas tienen naturaleza dúctil, por lo cual diseñar edificios con estas conexiones y $Q=2$ no es la mejor opción ya que solamente se estaría aumentando el tamaño de vigas y columnas sin mayor cambio en la rigidez de las conexiones respecto a si fueran diseñados con $Q=4$. Se recomienda diseñar siempre con $Q=4$ o $Q=3$ ya que permiten una distorsión de entrepiso más holgada (0.030 radianes de acuerdo al Apéndice A de las NTC-DS-2004).

Las conexiones semirrígidas compuestas (PRCC) no deberían usarse en edificios localizados en suelo con periodo de 2 segundos en la Ciudad de México; la respuesta en aceleración de estructuras localizadas en estos suelos es muy alta, lo cual conlleva grandes distorsiones, que a fin de evitarlas, las estructuras se deben rigidizar mucho. Se recomienda entonces usar estas conexiones únicamente en zona firme y de transición.

Es conveniente usar estas conexiones en edificios de no más de 8 pisos o 30 metros, ya que si se aumentan los niveles se necesitaría reforzar las conexiones de los pisos inferiores hasta casi ser conexiones rígidas. Si el edificio a diseñar fuese mayor a 8 pisos, se recomienda combinar conexiones en un mismo piso; es decir, conexiones rígidas en las columnas exteriores y semirrígidas (PRCC) en las columnas interiores. Hay muchos estudios respecto a este tema, de los cuales el autor de esta tesis recomienda leer *Behavior of tall buildings with mixed use of rigid and semi-rigid connections* (Kishi, y otros 1996).

Dado que el acero de refuerzo de la losa es sometido a grandes deformaciones inelásticas, es muy importante que cumpla con los estándares de calidad de las normas mexicanas NMX-C-407-ONNCCE, NMX-B-294 o NMX-B-457 con el propósito de lograr un comportamiento dúctil en las conexiones.

8.3. Estudios a futuro

1. Se debería hacer una actualización al Apéndice A de las NTC-DS (2004) donde se reconozca el tipo de estructura para la elección del valor de sobrerresistencia R dependiendo de la ductilidad de diseño y del tipo de material.
2. Analizar si en zona I o firme podría aumentar la altura máxima de los edificios, pensando que el periodo de la estructura aumentaría quedando más allá del segundo punto de la meseta del espectro de diseño.
3. Llevar a cabo Análisis Dinámicos Incrementales (IDA) siguiendo las pautas del FEMA P695 (2009) para la evaluación de los factores de comportamiento sísmico,

haciendo sus debidas adaptaciones para quedar en concordancia con las nuevas Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

4. En este estudio, para los análisis no lineales se tomó como muestra un marco interno dado que los experimentos que existen son de este tipo. Será necesario hacer pruebas experimentales de un marco perimetral con conexiones PRCC para luego hacer la calibración en *OpenSees* (o en algún programa de análisis no lineal) y hacer los análisis correspondientes.
5. Dado que los métodos de diseño de conexiones PRCC en su mayoría están pensados para Estados Unidos; se propone desarrollar un procedimiento práctico de diseño aplicable a México.

REFERENCIAS

- Abrahamson, N. A. (1992). Non-stationary spectral matching. *Seismological Research Letters*, Vol. 63, 30.
- AISC. (2010). *Steel Construction Manual*. AISC.
- AISC. (2010a). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois.
- AISC. (2010b). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois: AISC.
- AISC. (2012). *Seismic Design Manual*. AISC.
- Ammerman, D. A., y Leon, R. T. (1987). Behavior of Semi-Rigid Composite Connections. *AISC Engineering Journal*, 53-62.
- Araya, R., y Saragoni, R. (1984). Proc. 8th Earthquake accelerogram destructiveness potential factor. *World Conference Earthquake Engineering*, (págs. 438-469). San Francisco.
- Arias, A. (1970). A measure of earthquake intensity. in *Seismic Design for Nuclear Power Plants*. En R. J. Hansen. Cambridge, MA: M.I.T. Press.
- ASCE/SEI 41-06. (2006). *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI 7-10. (s.f.). *Minimum design loads for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineering.
- Batho, C., y Rowan, H. C. (1934). *Investigations on Beam and Stanchion Connections*.
- Bjorhovde, R., Colson, A., y Brozzetti, J. (1990). Classification System for Beam-to-Column Connections. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 116, No. 11, 3,059-3,076.
- Bonzorgmehr, A. (2012). *Collapse Assessment of Partial Restraint Composite Connection Moment Frames*. Göteborg.
- Bresler, B., Lin, T., y Scalzi, J. (1970). *Diseño de estructuras de acero* (Primera ed.). Limusa-Wiley.
- Bruneau, M., Chia-Ming, U., y Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures*. McGraw-Hill.

- Chen, W. F., Goto, Y., y Liew, J. (1996). *Stability Design of Semi-Rigid Frames*. New York, NY.: John Wiley and Sons Inc.
- Chen, W.-F., Kishi, N., y Komuro, M. (2011). *Semi-rigid Connections Handbook*. J. Ross Publishing.
- Chopra, A. K. (2011). *Dynamics of Structures*. Prentice Hall.
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., y Willford, M. R. (2010). *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design*. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4.
- Dowrick, D. (2009). *Earthquake Resistant Design and Risk Reduction* (2nd ed.). Tauranga: Wiley.
- Eurocode 3. (2005). CEN.
- FEMA P695. (2009). *Quantification of Building*.
- Geschwindner, L. F. (1991). A Simplified Look at Partially Restrained Connections. *Engineering Journal*, AISC, 73-78.
- Geschwindner, L. F. (2005). Flexible Moment Connections for Unbraced Frames—A Return to Simplicity. *Engineering Journal*, AISC, 99-112.
- Gómez Bernal, A., y Sordo Zabay, E. (2005). Efecto del tipo de conexiones y del movimiento del suelo en el comportamiento de marcos de acero en México. Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica IX Jornadas. Concepción, Chile.
- Gupta, A., y Krawinkler, H. (1999). *Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures*.
- Hamburger, R. O., Krawinkler, H., Malley, J. O., y Adan, S. M. (2009). *Seismic Design of Steel Special Moment Frames*. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 2.
- Hancock J., Watson-Lamprey J., Abrahamson N.A., Bommer J.J., Markatis A., y McCoy E., Mendis R. (2006). An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. *Journal of Earthquake Engineering*, 67–89.
- Ibarra, L. F., y Krawinkler, H. (2005). *Global Collapse of Frame Structures Under Seismic Excitations*.
- Kishi, N., Chen, W. F., Goto, Y., y Hasan, R. (1996). Behavior of tall buildings with mixed use of rigid and semi-rigid connections. *Elsevier Computers & Structures*, 1193–1206.
- Krawinkler, H. (1978). Shear in Beam-Column Joints in Seismic Design of Steel Frames. *AISC, Engineering Journal*, 82-91.

- Kulkarni, P. (1988). Analytical Determination of the Moment Rotation Response of Semi-Rigid Composite Connections. M.S.C.E. Thesis, University of Minnesota.
- Leon, R. T. (1994). Composite Semi-Rigid Construction. *Engineering Journal*, AISC, 57-67.
- Leon, R. T. (1998). Design Guide for Partially Restrained Composite Connections. *Journal of Structural Engineering*, 1099-1114.
- Leon, R. T. (1999). Composite Connections. En W.-F. Chen, *Structural Engineering Handbook*. CRC Press.
- Leon, R. T. (2009). Handbook of Steel Connection Design and Details. En A. R. Tamboli. McGraw-Hill Professional.
- León, R. T., Hoffman, J. J., y Staeger, T. (1996). Design Guide 8: Partially Restrained Composite Connections. Chicago, IL.: AISC.
- Lignos, D. G., y Krawinkler, H. (2010). Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading.
- Lin, J. (1986). Prediction of the Inelastic Behavior of Semi-Rigid Composite Connections. M.S.C.E. Thesis, University of Minnesota.
- McCauley, R. D., y Leon, R. T. (1988). Testing of a Semi-Rigid Composite Connection. Minnesota.
- McCormac, J. C. (2013). *Diseño de Estructuras de Acero* (Quinta ed.). Alfaomega.
- Newmark, N. M., y Hall, W. J. (1982). *Earthquake Spectra and Design*.
- NTC-DS. (2004). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. DF: Trillas.
- NTC-EM. (2004). Normas Técnicas Complementarias Para Diseño Y Construcción De Estructuras Metálicas. México D.F.: Trillas.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). (2011). Ground Motion Database. Obtenido de http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database/site
- Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2014). OpenSees 2.4.4.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2014). OpenSees 2.4.4.
- Rathje, E. M., Abrahamson, N. A., y Bray, J. D. (1998). Simplified frequency content estimates of earthquake ground motions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 150-159.

Rex, C. O. (2009). Composite Steel and Concrete. En FEMA P-751, NEHRP Recommended Provisions: Design Examples.

Rex, C. O., y Goverdhan, A. V. (2002). Design and Behavior of a Real PR Building. Chicago, IL.: AISC.

Salmon, C. G., Johnson, J. E., y Malhas, F. A. (2008). Steel Structures: Design and Behavior (Fifth ed.). Prentice Hall.

SeismoSoft. (s.f.). SeismoMatch v.2.1.0.

SeismoSoft. (s.f.). SeismoSignal v.5.1.0.

Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. (2000). Base Mexicana de Sismos Fuertes. Vol. 2. (CD-ROM). México.

Tsai, K., y Popov, E. (1990). Cyclic Behavior of End-Plate Moment Connections. Journal of Structural Engineering, 2917-2930.

Xu, L. (2005). Semirigid Frame Structures. En W. F. Chen, y E. M. Lui, Handbook of Structural Engineering (págs. 23-1 - 23-31). CRC Press.

Apéndice A. COMANDOS EN OPENSEES

En esta sección se presentan los comandos necesarios para definir los materiales usados en el modelo de OpenSees definidos en el capítulo 5.

Tabla A.1. Definición de los parámetros de entrada para el Modelo de deterioro Ibarra-Krawinkler modificado (OpenSees 2.4.4 2014).

uniaxialMaterial Bilin \$matTag \$K0 \$as_Plus \$as_Neg \$My_Plus \$My_Neg \$Lamda_S \$Lamda_C \$Lamda_A \$Lamda_K \$c_S \$c_C \$c_A \$c_K \$theta_p_Plus \$theta_p_Neg \$theta_pc_Plus \$theta_pc_Neg \$Res_Pos \$Res_Neg \$theta_u_Plus \$theta_u_Neg \$D_Plus \$D_Neg <\$nFactor>	
\$matTag	integer tag identifying material
\$K0	elastic stiffness
\$as_Plus	strain hardening ratio for positive loading direction
\$as_Neg	strain hardening ratio for negative loading direction
\$My_Plus	effective yield strength for positive loading direction
\$My_Neg	effective yield strength for negative loading direction (negative value)
\$Lamda_S	Cyclic deterioration parameter for strength deterioration
\$Lamda_C	Cyclic deterioration parameter for post-capping strength deterioration
\$Lamda_A	Cyclic deterioration parameter for acceleration reloading stiffness deterioration (is not a deterioration mode for a component with Bilinear hysteretic response).
\$Lamda_K	Cyclic deterioration parameter for unloading stiffness deterioration
\$c_S	rate of strength deterioration. The default value is 1.0.
\$c_C	rate of post-capping strength deterioration. The default value is 1.0.
\$c_A	rate of accelerated reloading deterioration. The default value is 1.0.
\$c_K	rate of unloading stiffness deterioration. The default value is 1.0.
\$theta_p_Plus	pre-capping rotation for positive loading direction (often noted as plastic rotation capacity)
\$theta_p_Neg	pre-capping rotation for negative loading direction (often noted as plastic rotation capacity) (positive value)
\$theta_pc_Plus	post-capping rotation for positive loading direction
\$theta_pc_Neg	post-capping rotation for negative loading direction (positive value)
\$Res_Pos	residual strength ratio for positive loading direction
\$Res_Neg	residual strength ratio for negative loading direction (positive value)
\$theta_u_Plus	ultimate rotation capacity for positive loading direction
\$theta_u_Neg	ultimate rotation capacity for negative loading direction (positive value)
\$D_Plus	rate of cyclic deterioration in the positive loading direction (this parameter is used to create assymetric hysteretic behavior for the case of a composite beam). For symmetric hysteretic response use 1.0.

\$D_Neg	rate of cyclic deterioration in the negative loading direction (this parameter is used to create assymetric hysteretic behavior for the case of a composite beam). For symmetric hysteretic response use 1.0.
\$nFactor	elastic stiffness amplification factor, mainly for use with concentrated plastic hinge elements (optional, default = 0).

Tabla A.2. Parámetros de entrada para Hysteretic Material (OpenSees 2.4.4 2014).

uniaxialMaterial Hysteretic \$matTag \$s1p \$e1p \$s2p \$e2p <\$s3p \$e3p> \$s1n \$e1n \$s2n \$e2n <\$s3n \$e3n> \$pinchX \$pinchY \$damage1 \$damage2 <\$beta>	
\$matTag	integer tag identifying material
\$s1p \$e1p	stress and strain (or force & deformation) at first point of the envelope in the positive direction
\$s2p \$e2p	stress and strain (or force & deformation) at second point of the envelope in the positive direction
\$s3p \$e3p	stress and strain (or force & deformation) at third point of the envelope in the positive direction (optional)
\$s1n \$e1n	stress and strain (or force & deformation) at first point of the envelope in the negative direction
\$s2n \$e2n	stress and strain (or force & deformation) at second point of the envelope in the negative direction
\$s3n \$e3n	stress and strain (or force & deformation) at third point of the envelope in the negative direction (optional)
\$pinchx	pinching factor for strain (or deformation) during reloading
\$pinchy	pinching factor for stress (or force) during reloading
\$damage1	damage due to ductility: D1(mu-1)
\$damage2	damage due to energy: D2(Eii/Eult)
\$beta	power used to determine the degraded unloading stiffness based on ductility, mu-beta (optional, default=0.0)

Tabla A.3. Parámetros para la definición de la curva carga-deformación del material Pinching4 (OpenSees 2.4.4 2014)

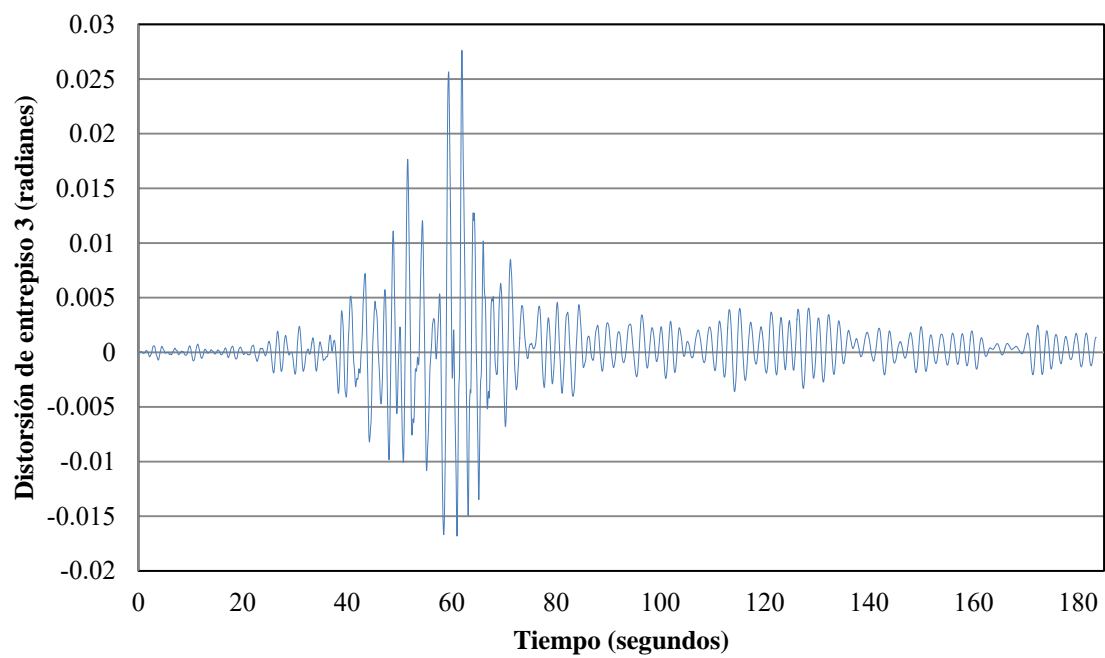
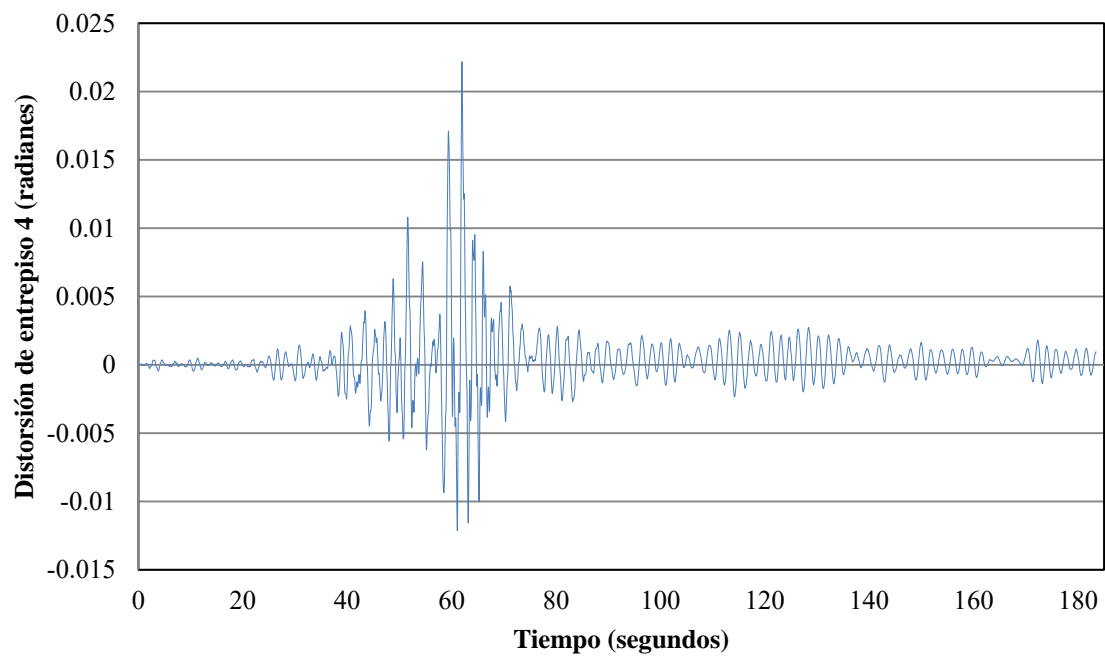
uniaxialMaterial Pinching4 \$matTag \$ePf1 \$ePd1 \$ePf2 \$ePd2 \$ePf3 \$ePd3 \$ePf4 \$ePd4 <\$eNf1 \$eNd1 \$eNf2 \$eNd2 \$eNf3 \$eNd3 \$eNf4 \$eNd4> \$rDispP \$rForceP \$uForceP <\$rDispN \$rForceN \$uForceN > \$gK1 \$gK2 \$gK3 \$gK4 \$gKLim \$gD1 \$gD2 \$gD3 \$gD4 \$gDLim \$gF1 \$gF2 \$gF3 \$gF4 \$gFLim \$gE \$dmgType	
\$matTag	integer tag identifying material
\$ePf1 \$ePf2 \$ePf3 \$ePf4	floating point values defining force points on the positive response envelope
\$ePd1 \$ePd2 \$ePd3 \$ePd4	floating point values defining deformation points on the positive response envelope
\$eNf1 \$eNf2 \$eNf3 \$eNf4	floating point values defining force points on the negative response envelope

\$eNd1 \$eNd2	floating point values defining deformation points on the negative
\$eNd3 \$eNd4	response envelope
\$rDispP	floating point value defining the ratio of the deformation at which reloading occurs to the maximum historic deformation demand
\$rForceP	floating point value defining the ratio of the force at which reloading begins to force corresponding to the maximum historic deformation demand
\$uForceP	floating point value defining the ratio of strength developed upon unloading from negative load to the maximum strength developed under monotonic loading
\$rDispN	floating point value defining the ratio of the deformation at which reloading occurs to the minimum historic deformation demand
\$rForceN	floating point value defining the ratio of the force at which reloading begins to force corresponding to the minimum historic deformation demand
\$uForceN	floating point value defining the ratio of strength developed upon unloading from negative load to the minimum strength developed under monotonic loading
\$gK1 \$gK2 \$gK3	floating point values controlling cyclic degradation model for
\$gK4 \$gKLim	unloading stiffness degradation
\$gD1 \$gD2 \$gD3	floating point values controlling cyclic degradation model for
\$gD4 \$gDLim	reloading stiffness degradation
\$gF1 \$gF2 \$gF3	floating point values controlling cyclic degradation model for
\$gF4 \$gFLim	strength degradation
\$gE	floating point value used to define maximum energy dissipation under cyclic loading. Total energy dissipation capacity is defined as this factor multiplied by the energy dissipated under monotonic loading.
\$dmgType	string to indicate type of damage (option: "cycle", "energy")

Apéndice B. EXTRACCIÓN DE DATOS DE ARQUETIPO 4SMF1

En esta sección se presenta la respuesta de cada uno de los elementos con características no lineales del arquetipo 4SMF1, ya que este modelo fue el que mejor comportamiento presentó. Cada grupo de elementos se presenta a manera de tabla o matriz donde cada columna corresponde a una crujía de izquierda a derecha y cada renglón corresponde al piso. En la Figura B.1 se presenta la distorsión de entrepiso de cada nivel ante este registro sísmico mientras que en la Figura B.2 se muestra la deformación inelástica máxima de cada elemento ante el registro de SCT-1985.

Los tres primeros gráficos, que corresponden a la Tabla B.1, Tabla B.2 y Tabla B.3 presentan el comportamiento de las conexiones, panel y columnas, respectivamente, del marco sometido a cargas estáticas monotónicas (sección 6.2). Los siguientes tres gráficos, pertenecientes a la Tabla B.4, Tabla B.5 y Tabla B.6 presentan el comportamiento del marco sometido a cargas estáticas cíclicas (sección 6.4). Por último, se seleccionó un acelerograma significativo para la Ciudad de México, en este caso el de SCT-1985 y se graficó su comportamiento en la Tabla B.7, Tabla B.8 y Tabla B.9.



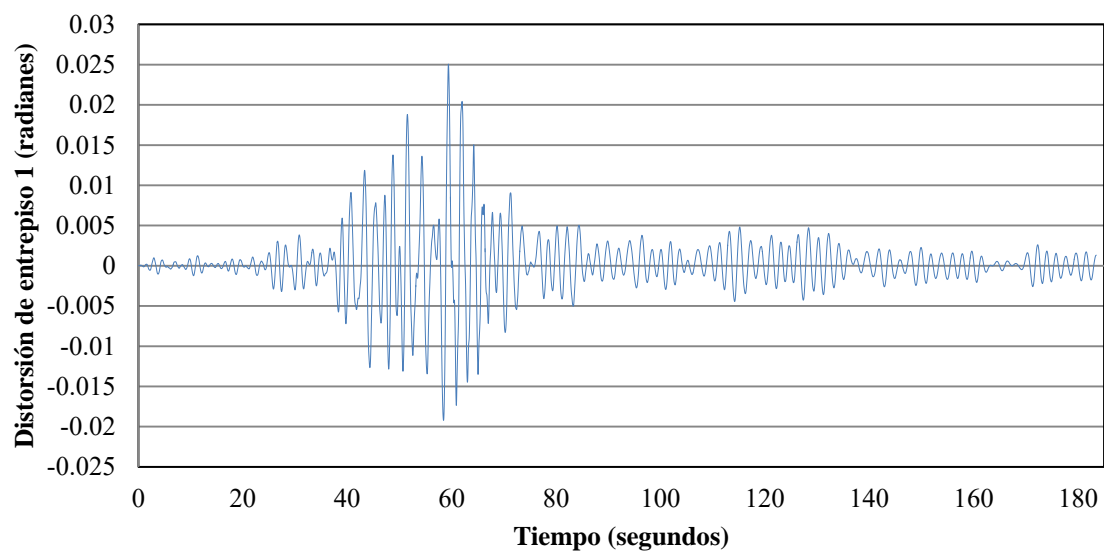
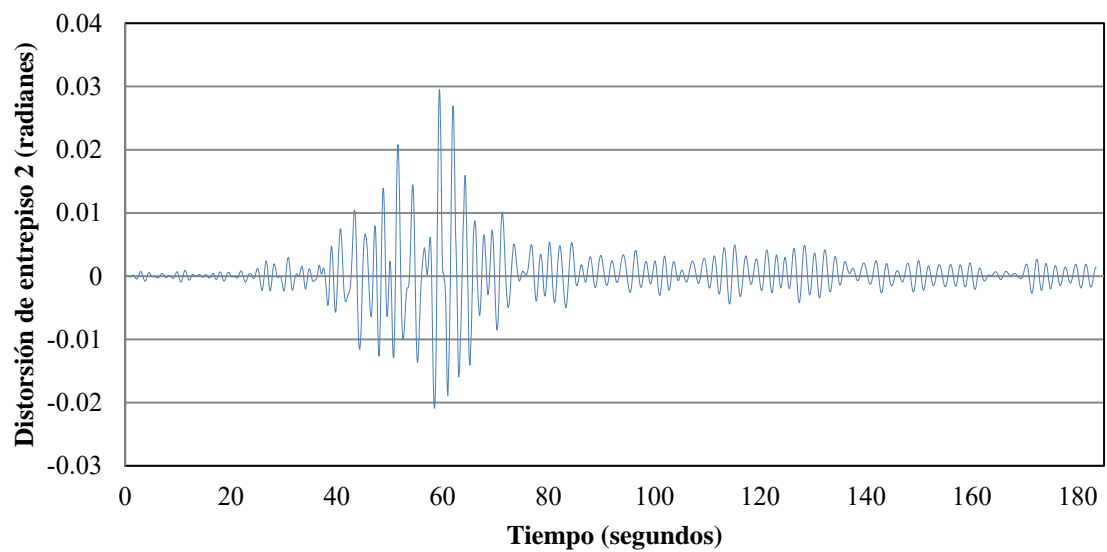


Figura B.1. Distorsión tiempo-historia de entrepiso ante sismo de SCT-1985.

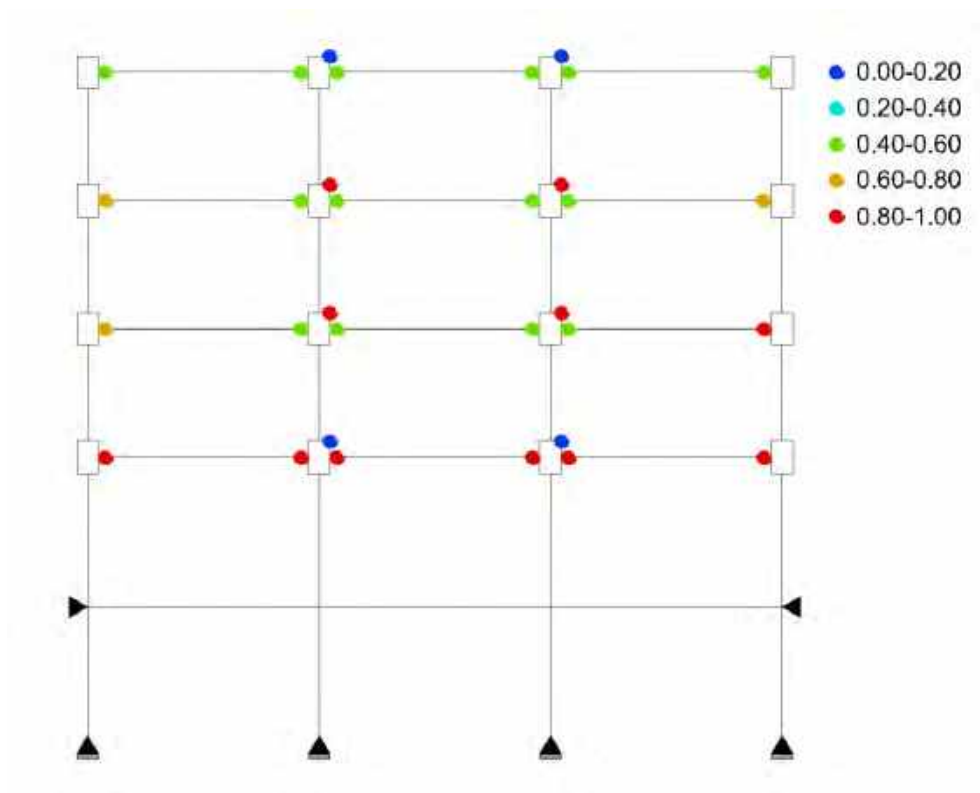


Figura B.2. Deformaciones máximas durante el registro de SCT-1985

Tabla B.1. Curvas $M-\theta$ (Ton-m-rad) de conexiones PRCC por piso del arquetipo 4SMF1 ante pushover monotónico

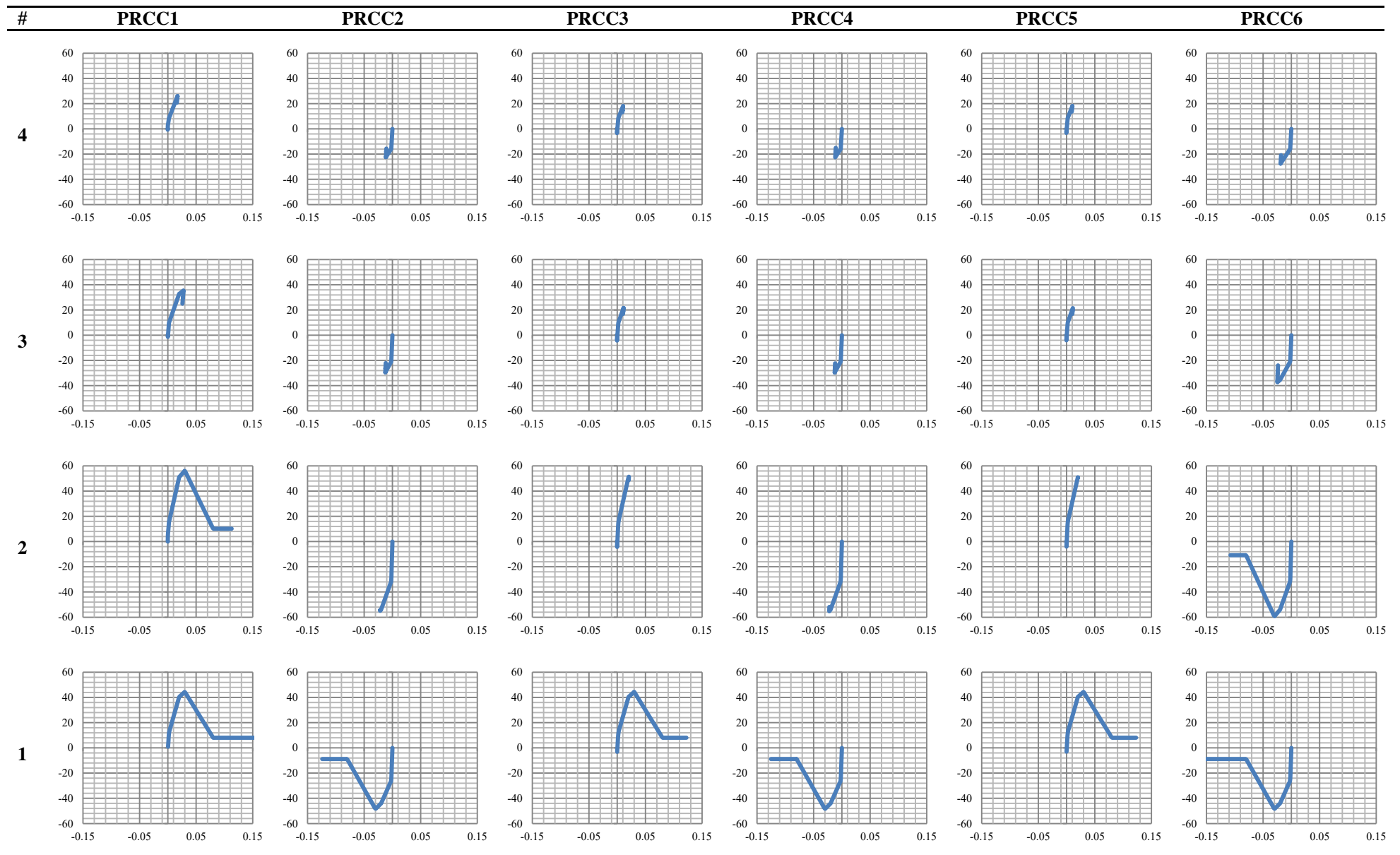


Tabla B.2. Curvas $V-\gamma$ (Ton-rad) del panel por piso del arquetipo 4SMF1 ante pushover monotónico

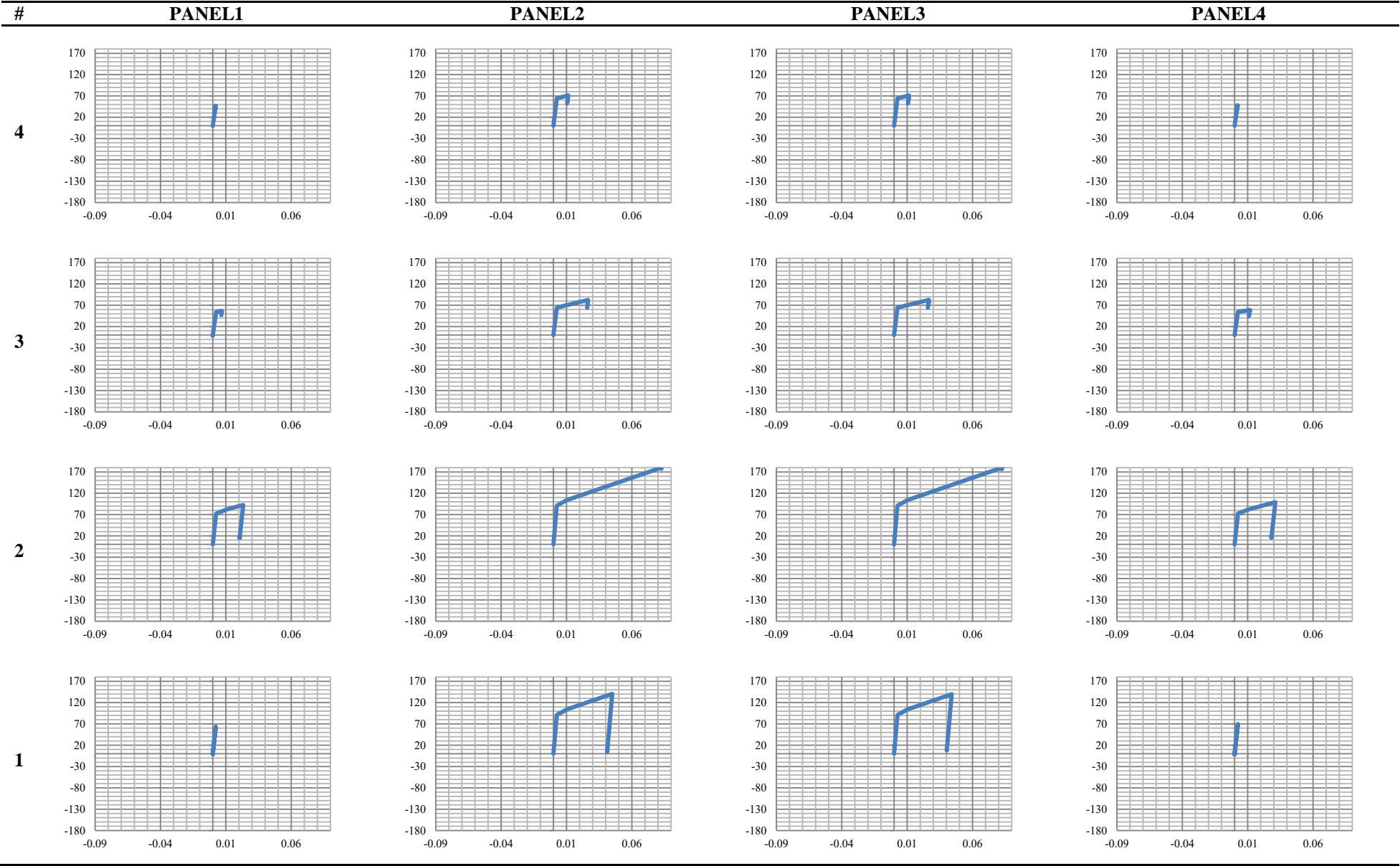


Tabla B.3. Curvas $M-\theta$ (Ton-m-rad) de resortes IK por piso del arquetipo 4SMF1 ante pushover monotónico

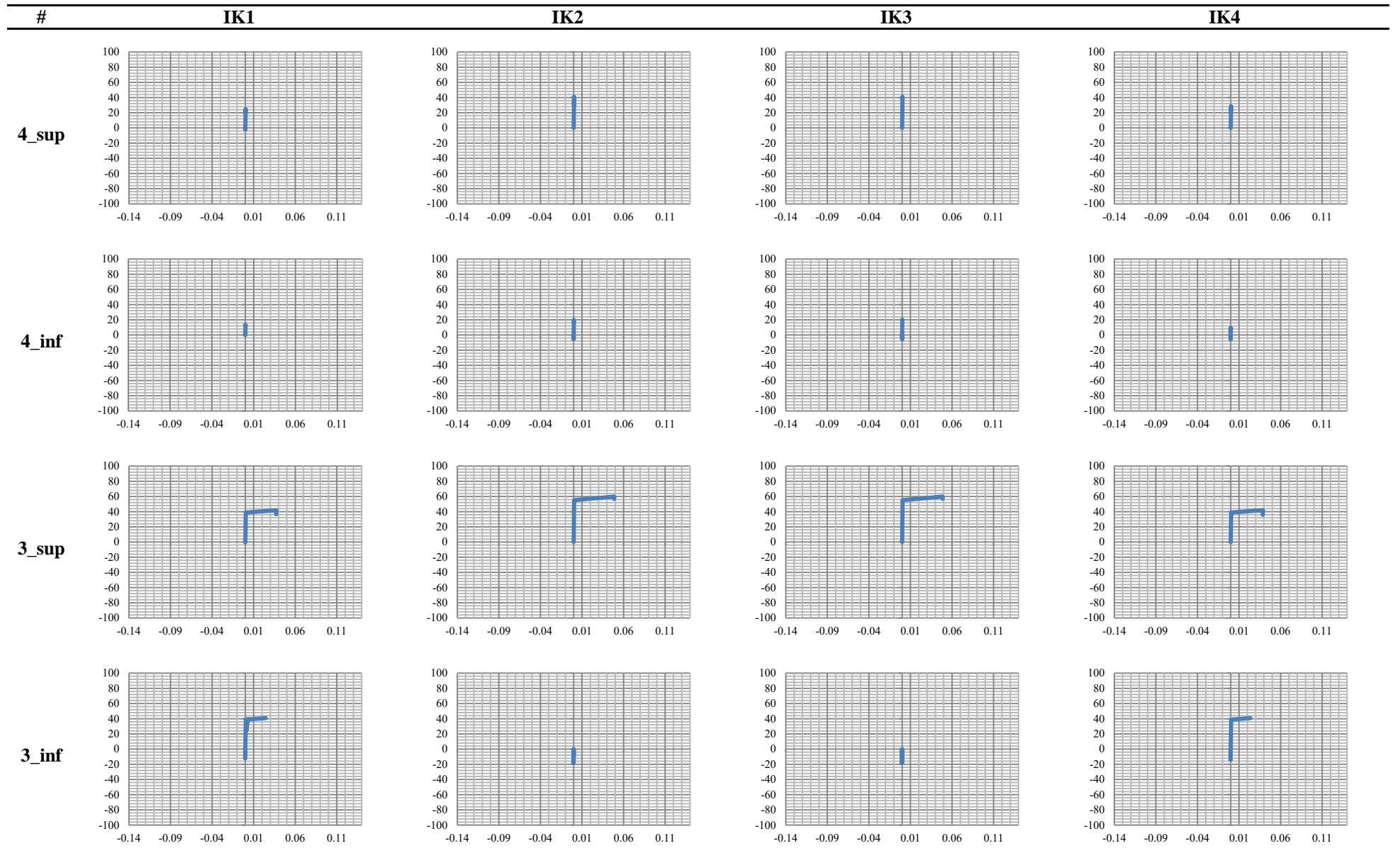


Tabla B.4. Curvas $M-\theta$ (Ton-m-rad) de conexiones PRCC por piso del arquetipo 4SMF1 ante pushover cíclico

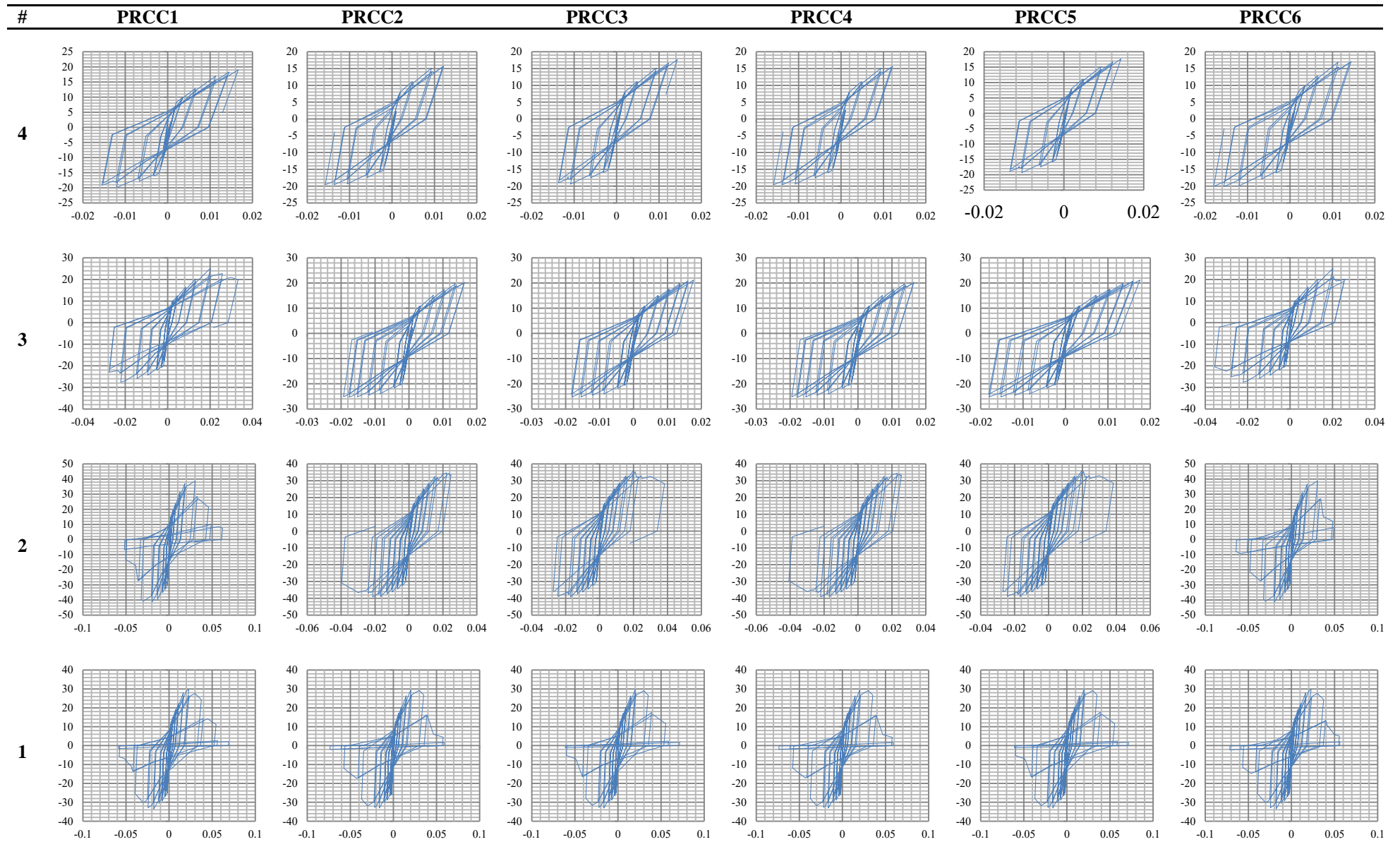


Tabla B.5. Curvas $V-\gamma$ (Ton-rad) del panel por piso del arquetipo 4SMF1 ante pushover cíclico

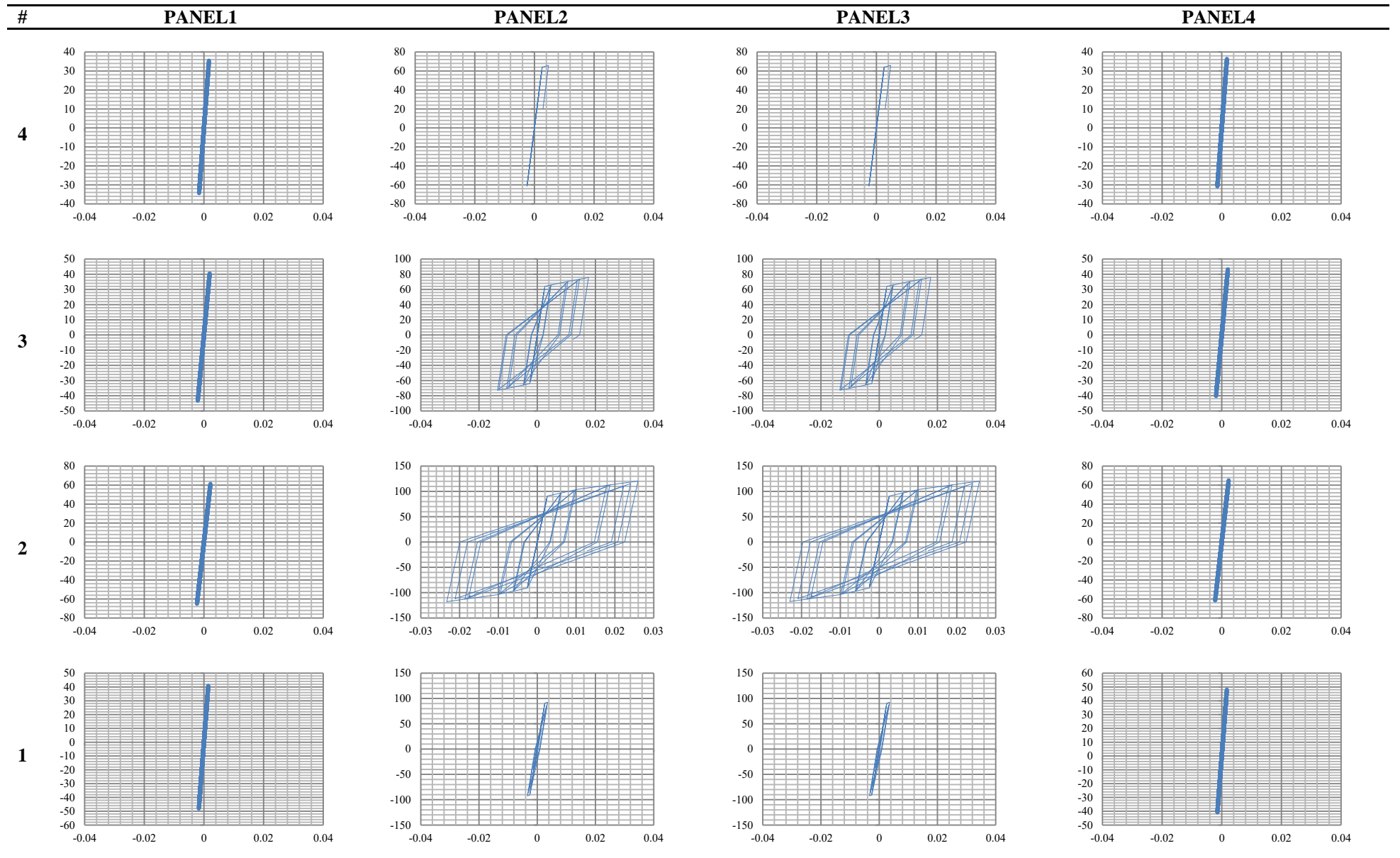
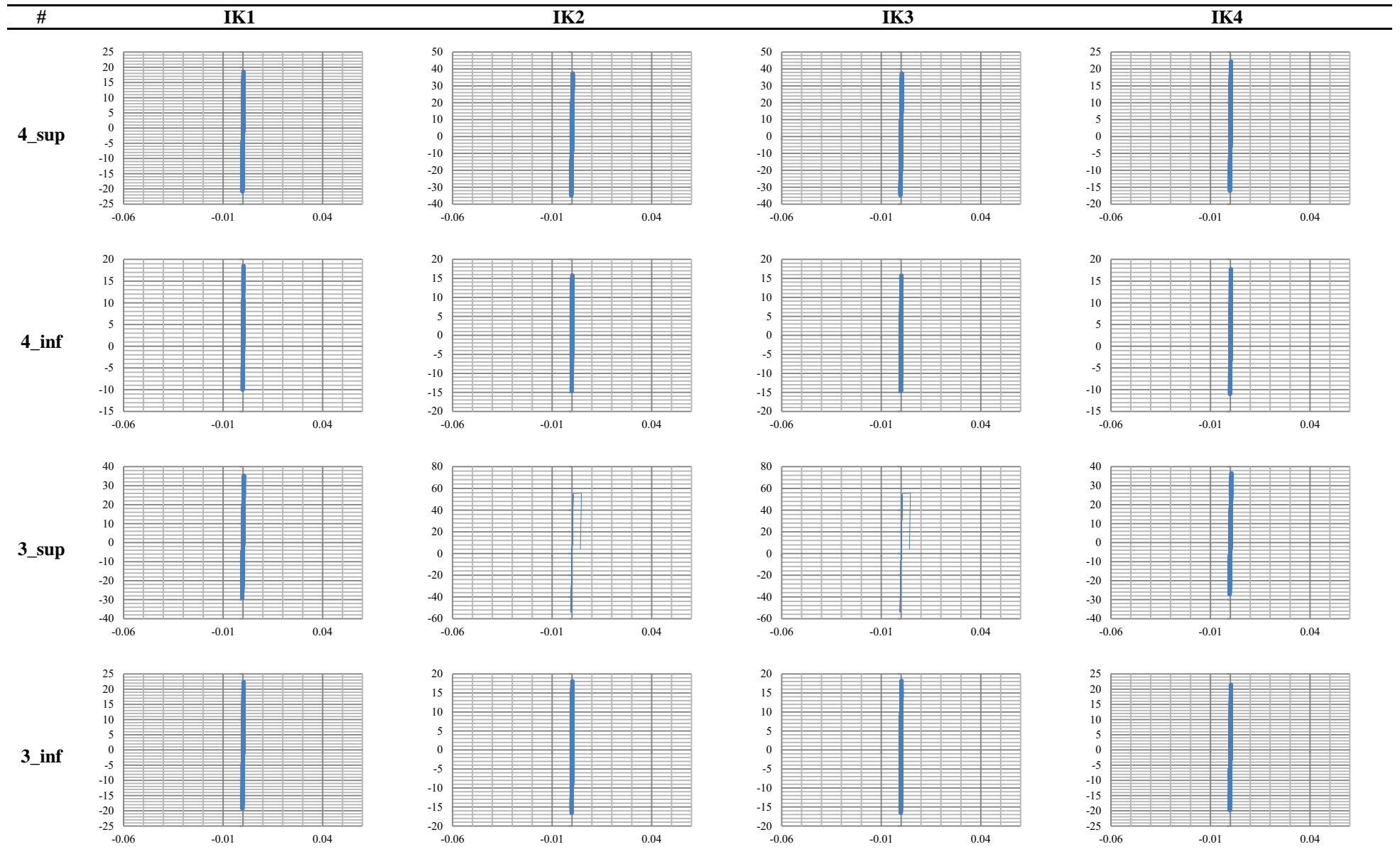


Tabla B.6. Curvas $M-\theta$ (Ton-m-rad) de resortes IK por piso del arquetipo 4SMF1 ante pushover cíclico



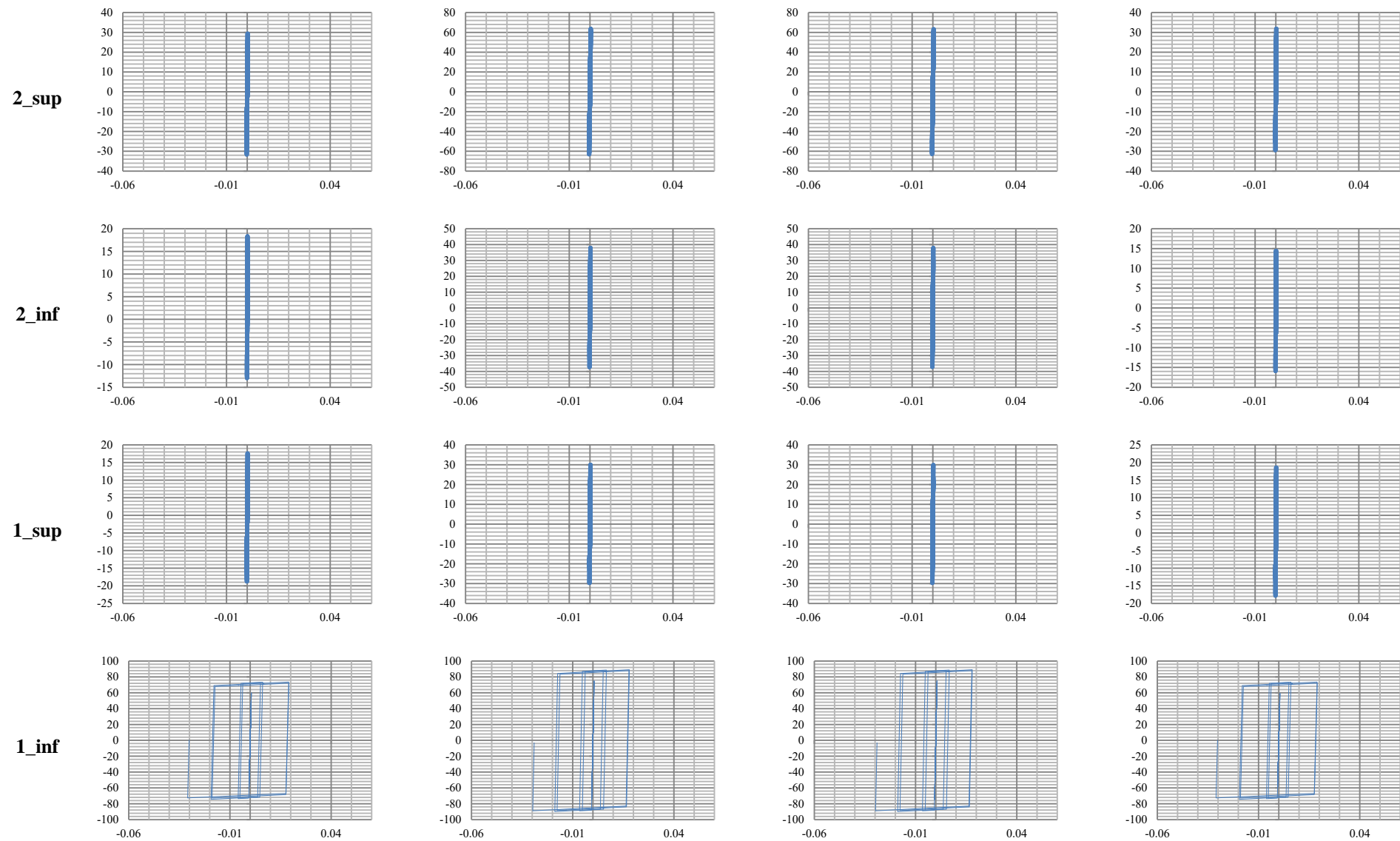


Tabla B.7. Curvas $M-\theta$ (Ton-m-rad) de conexiones PRCC por piso del arquetipo 4SMF1 ante acelerograma de SCT

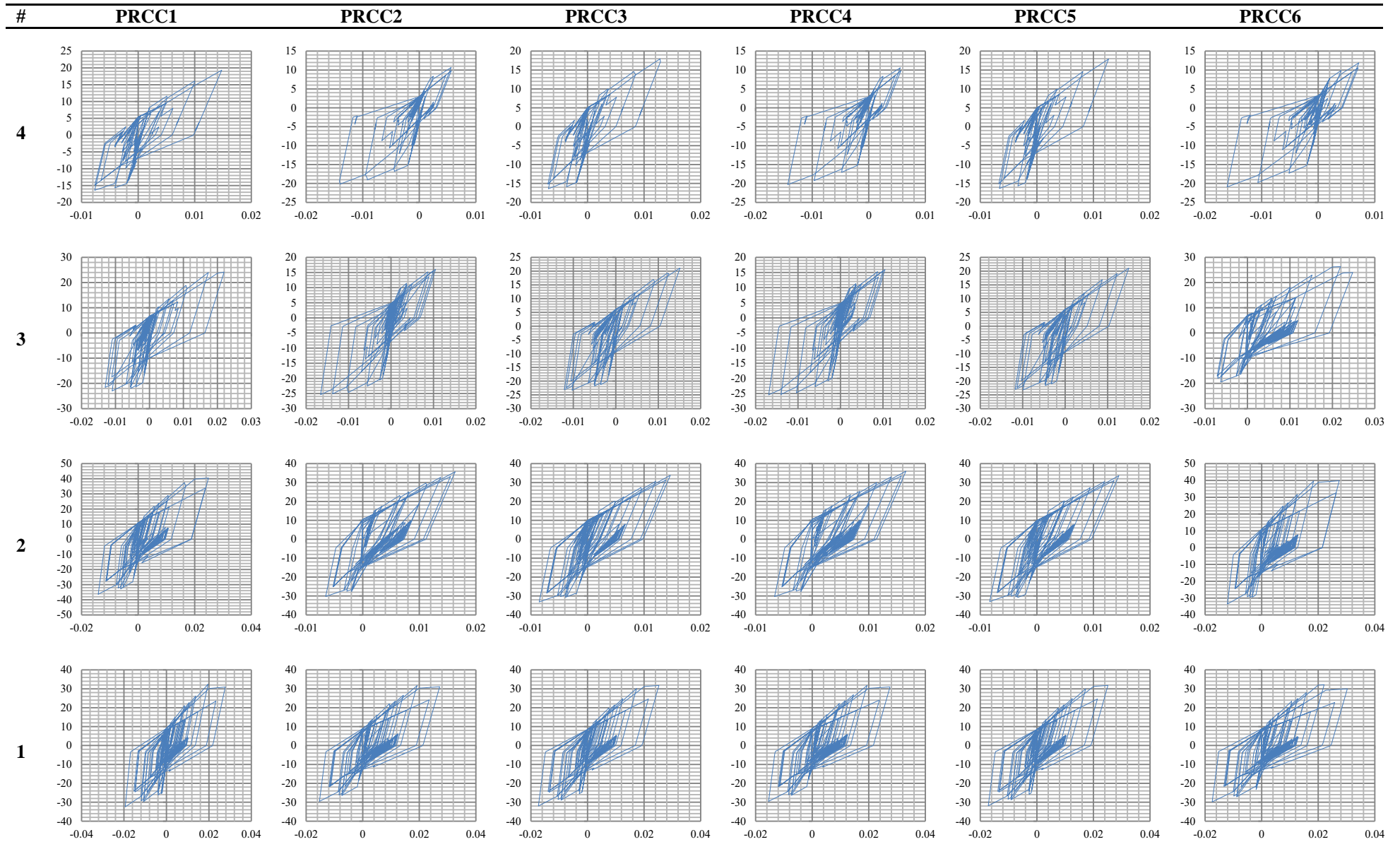


Tabla B.8. Curvas V - γ (Ton-rad) del panel por piso del arquetipo 4SMF1 ante acelerograma de SCT

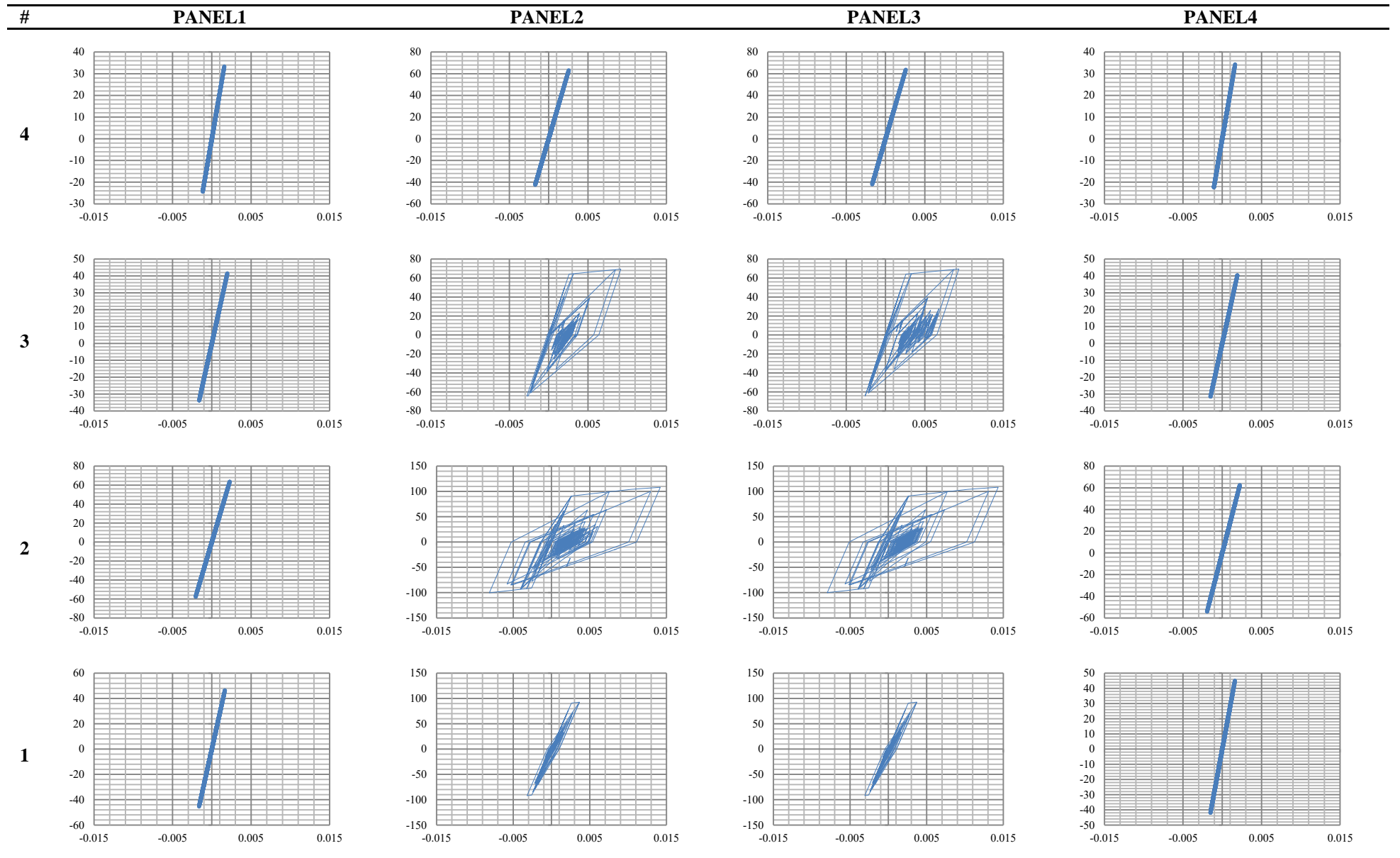
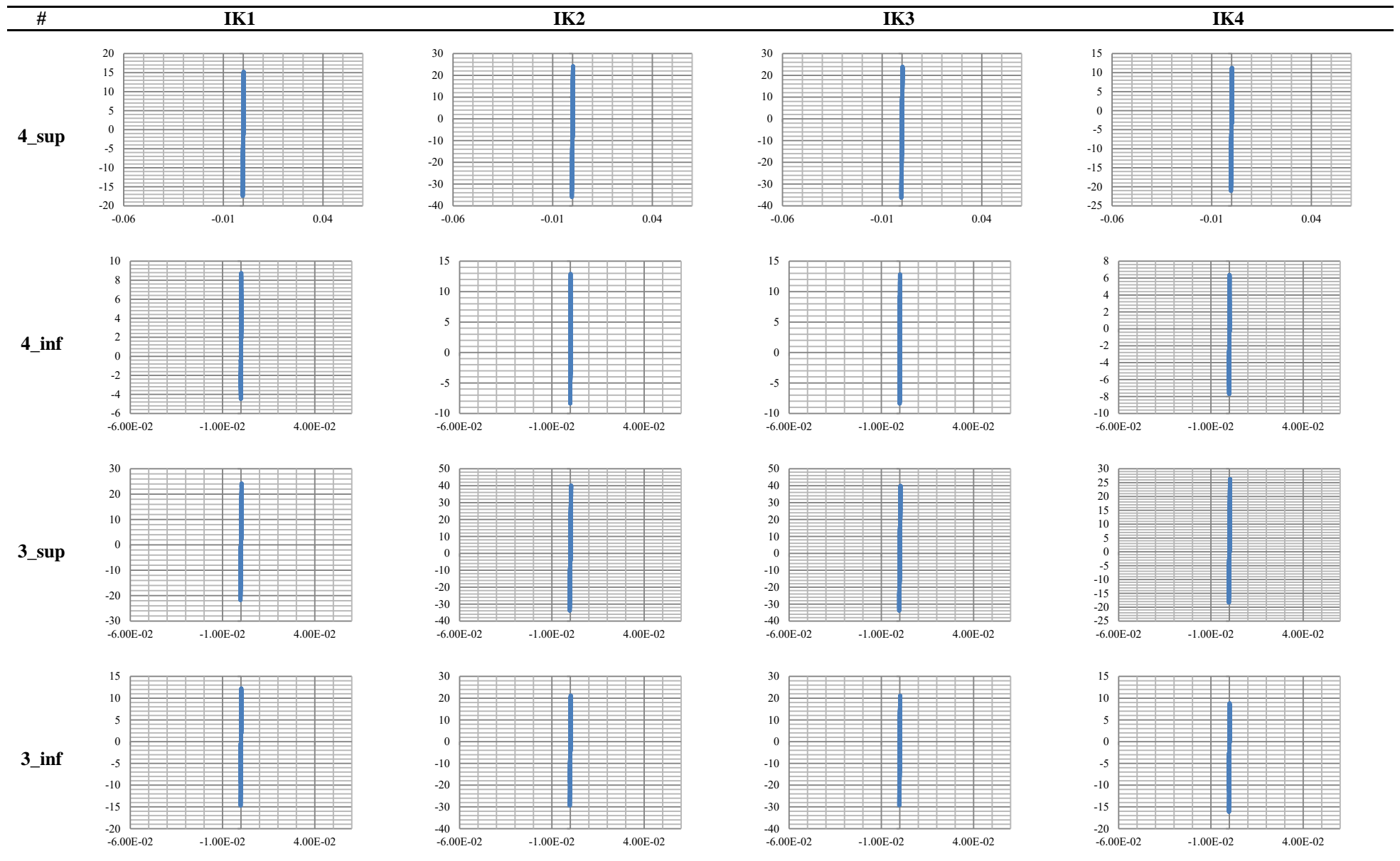
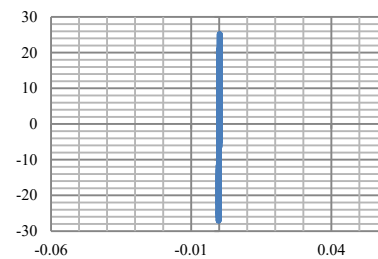
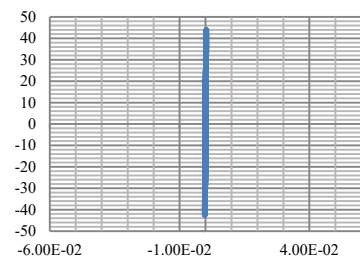
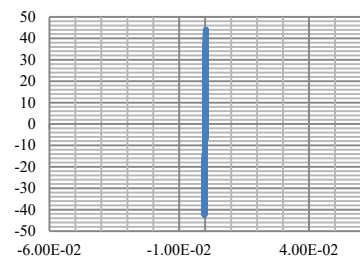
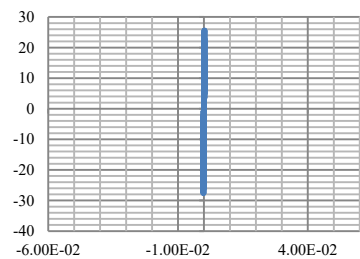


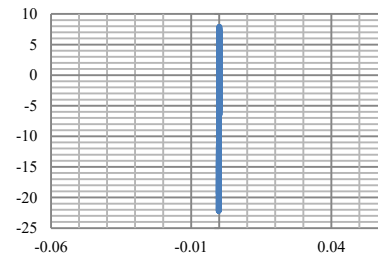
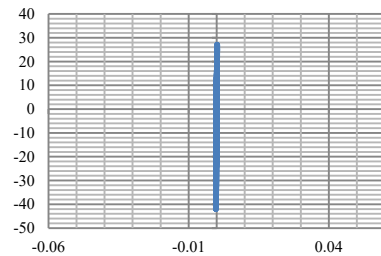
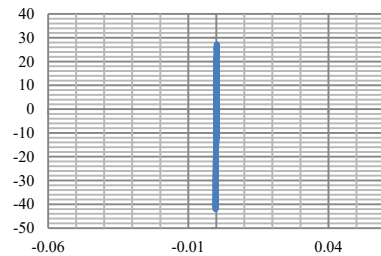
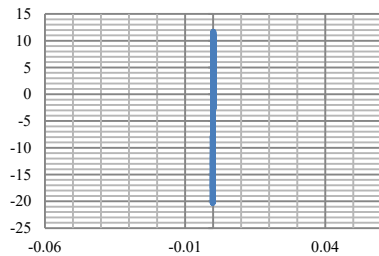
Tabla B.9. Curvas $M-\theta$ (Ton-m-rad) de resortes IK por piso del arquetipo 4SMF1 ante acelerograma de SCT



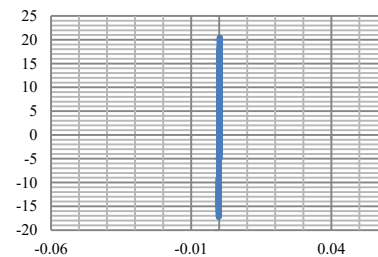
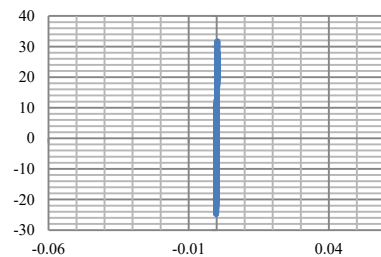
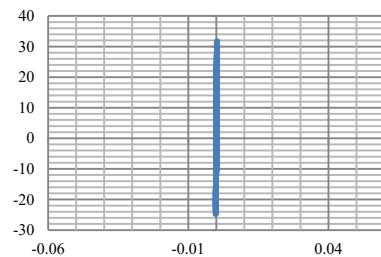
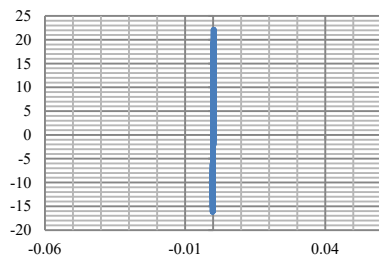
2_{sup}



2_{inf}



1_{sup}



1_{inf}

